Der
Stahlbau
1928

DER STAHLBAU

Beilage zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Schriftleitung:

Dr.-Ing. **A. Hertwig,** Geh. Regierungsrat
Professor an der Technischen Hochschule Berlin

1. Jahrgang

1928

Mit 790 Textabbildungen

Berlin 1928
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn

Inhalts-Verzeichnis des 1. Jahrganges, 1928.

V = Verschiedenes.

Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin. — Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DER STAHLBAU

Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des ersten Jahrganges „Der Stahlbau" 7,50 R.-M. und Postgeld

1. Jahrgang | BERLIN, 6. April 1928 | Heft 1

Zum Geleit!

„Neue Sachlichkeit" ist ein schnell hingeworfenes Schlagwort. Wenn man es auf die Technik anwendet, so liegt hinter dem Schlagwort ein tiefer, uns Ingenieure und Architekten verpflichtender Sinn. Eigentlich glaubt man, Technik und Sachlichkeit wären so eng verbunden, daß eben Technik Sachlichkeit schlechthin sei. Der Eingeweihte ist anderer Ansicht. Auch in der Technik spielen Überlieferungen, festgewurzelte Vorurteile, Trägheit des Geistes, Mode, Interessengegensätze oft in Fragen eine Rolle, bei denen naturwissenschaftliche, technische und wirtschaftliche Gesetze allein entscheiden sollten. Daß gerade im Bauwesen die Überlieferung und Mode in Konstruktion und Kunst eine ungebührliche Rolle spielen, wissen heute schon viele. Unsere Vorfahren hatten noch wenig Kenntnisse von den Baustoffen. Jahrhundertelang mußten Erfahrungen auf Erfahrungen im Gedächtnis der Menschen gesammelt werden. Langsam nur konnten sie sich auswirken. Wir haben heute planmäßig die Eigenschaften der Baustoffe in wenigen Jahrzehnten so weit erforscht, daß wir nicht nur die von der Natur gebotenen gut kennen, daß wir auch neue Baustoffe zu den mannigfaltigsten Zwecken in den erforderlichen Mengen wirtschaftlich erzeugen können. Trotzdem sehen wir so oft noch Bauwerke um uns herum, deren Teile nicht aus den zweckmäßigsten Stoffen gewachsen sind, so daß Mißgestalten dastehen. Die Vorträge der wundervollen Baustoffschau lehrten, daß in vielen Gebieten der Technik bei der Auswahl der Baustoffe Sachlichkeit und Sachkenntnis mangeln, nicht am wenigsten im Bauwesen. Die Verwirrung in der Baukunst ist auch durch die Unsachlichkeit bei der Baustoffwahl angerichtet worden. Nur größte Sorgfalt und Einsicht bei der Behandlung der Baustoffe kann Wandel schaffen. In dem mitunterzeichneten Verlag erscheint im dritten Jahrzehnt die Zeitschrift „Beton u. Eisen": Sie darf für sich das Verdienst in Anspruch nehmen, die Kenntnisse über die Betonbauweise in weite Kreise getragen zu haben.

„Der Stahlbau" als Beilage und Sonderausgabe der „Bautechnik" soll die Stahlbauweise pflegen. Deutschland hat im 19. und 20. Jahrhundert am Eisenhochbau, am Eisenbrückenbau, am Eisenwasserbau richtunggebend gearbeitet. Es sei nur an Männer wie Harkort, Schwedler, Gerber erinnert. Deutschland stand vor dem Kriege in der Stahlerzeugung an hervorragender Stelle in der Welt. In der Nachkriegszeit hat sich unsere stahlerzeugende Industrie nach schwerem Ringen wieder Geltung verschafft und ist wieder ein wesentlicher Bestandteil unserer Volkswirtschaft. Hervorragend eingerichtete Konstruktionswerkstätten, in denen hochwertige Arbeit geleistet wird, sind über das ganze Land verstreut. Die Vorbedingungen, überall da gute deutsche Stahlbauten hinzusetzen, wo sie hingehören, sind gegeben. Es gilt nur, die Kenntnis der Stahlbauweise zu verbreiten.

Der Name „Stahlbau" wird der deutschen Fachwelt ungewohnt erscheinen. Er verdankt seine Wahl lediglich der Tatsache, daß wir auch in Deutschland schon seit Jahrzehnten nicht mehr mit Eisen, sondern mit Stahl bauen. Der Name „Der Stahlbau" möge bekunden, daß es deutsche Männer waren, die als erste in der Welt in den 80er Jahren des vergangenen Jahrhunderts dem Stahl im Bauwesen Geltung verschafft haben; und schließlich möge dieser Name bekunden — und die Zeitschrift wird es auch durch ihre Arbeiten dartun —, daß das deutsche Bauwesen heute über Baustähle von gesteigerter Tragfähigkeit und Güte verfügt, die der Wirtschaftlichkeit und Form unserer Bauwerke neue Wege ebnen. Die Zeitschrift „Der Stahlbau" will vorbildliche Stahlbauten aller Art in Wort und Bild darstellen. Sie will die Eigenart und Güte der Bauweise aufzeigen. Sie will aufklärend bei den Bauherren und Baumeistern wirken. Sie will Wissenschaft und Kunst des Stahlbaues fördern, nicht zuletzt auch die wirtschaftlichen Zusammenhänge, soweit sie für die vorgenannten Aufgaben von Bedeutung sind, behandeln.

Der Verlag und die Schriftleitung.

Die Messehalle Nr. 7 in Leipzig.

Von A. Hertwig, Berlin.

Abb. 1. Grundriß und Längsschnitt.

Abb. 2. Binder.

Abb. 3. Giebelwand.

Es ist ein besonderer Glücksumstand, daß wir im ersten Heft des Stahlbaues die Messehalle 7 in Leipzig, ein Meisterwerk in Stahl, vorführen können. Das ganze Bauwerk ist schon vom Vorstandsmitglied der Messe und Ausstellungs-A.-G., Herrn Dipl.-Ing. E. Hoffmann, in der Deutschen Bauzeitung vom 3. März d. J. beschrieben worden. Wir werden hier, wie dort angekündigt wurde, die Stahlkonstruktionen darstellen.

Der Bauherr, die Messe und Ausstellungs-A.-G., wollte mit der Halle 7 den Ausstellern einen bedeutsamen Rahmen ihrer ausgestellten Gegenstände schaffen, der sie nicht erdrücken, sondern heben, zugleich aber bei den Besuchern einen unvergeßlichen Eindruck hinterlassen sollte. Mannigfache Vorentwürfe versuchten Lösungen der Aufgabe in Stahl und Eisenbeton, ohne zu befriedigen. Dann ist nach einer Idee des Herrn Hoffmann ein

Abb. 5. Binderfuß.

Raum von einer Form und mit Maßen gestaltet worden, wie man es bisher in der Geschichte der Baukunst noch nicht versucht hat, und wohl auch noch nicht versuchen durfte.

Die Halle (Abb. 1) von 97,8 $\times$ 138,58 m Grundfläche und 21 m Höhe ist mit einer ebenen Decke ohne Zwischenstützen geschlossen, die unter einer Dachlast von 135 kg/m², einer Schneelast von 75 kg/m² und einer Windlast von 125 kg/m² auf den Oberlichtern und Wänden durch Binder von ungefähr 100 m Spannweite und 19,5 m Abstand getragen wird.

Für die Ausführung des ganzen Bauwerkes standen $3^1/_2$ Wintermonate zwischen der Auftragserteilung und der Übergabe zur Verfügung.

Zunächst war zu prüfen, welcher Baustoff für die Tragkonstruktionen der geeignetste wäre. Mit Rücksicht auf die Jahreszeit, die Kürze der Bauzeit konnte die Wahl nur auf Stahl fallen, zumal die Vorentwürfe in Eisenbeton fast doppelt so große Baukosten erforderten. Die gewählte Hallenform wäre wohl in Eisenbeton kaum ausführbar gewesen.

Das bekannte Werk Gustavsburg der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. übernahm am 31. Oktober 1927 den Auftrag und hat das Verdienst an der schönen Durchbildung der Konstruktionen.

Abb. 4. Querversteifung.

Für die künstlerische und konstruktive Gestaltung des ganzen Bauwerkes wurde die Höhenlage der wagerechten Bindergurte zur Decke von ausschlaggebender Bedeutung (Abb. 4); der Binderobergurt liegt 5,5 m über der Decke im Außenraum, der Untergurt 3,0 m unter der Decke im Innenraum. Die Obergurte bilden die Firste der Raupenoberlichter und die Untergurte den Zusammenstoß zweier nach innen geneigter Glasflächen. Die äußeren Oberlichter haben eine kittlose Eindeckung aus Drahtglas auf Rinnensprossen, die inneren Oberlichter Kittverglasung auf ⊥-Sprossen in 730 mm Entfernung (Abb. 7). In dem von Glas umschlossenen Raum liegt der Binder gegen Rostangriff geschützt und gut zugänglich. Schwitzwasserbildung am inneren Oberlicht ist nicht möglich. Diese 7,5 m breiten, herabhängenden inneren Oberlichte, deren sieben die Halle in der ganzen Breite durchziehen, bilden das Hauptmotiv der Innenarchitektur (Abb. 14). Zugleich gab die Höhenlage der Bindergurte zu den ohne Gelenk durchlaufenden Pfetten dem Konstrukteur eine geschickt ausgenutzte Aussteifungsmöglichkeit der gedrückten Obergurte (Abb. 4). Die Komponenten der Obergurt- und Untergurtspannkräfte wirken auf die Pfetten mit entgegengesetzten Biegungsmomenten, so daß die 19,5 m freitragenden Pfetten an der gefährlichsten Stelle nur eine Zusatzbeanspruchung von 410 kg/m² erhalten. An der Anschlußstelle der Streben a an die Binderobergurte werden nur wagerechte Kräfte übertragen. Die Binder selbst sind Zweigelenkrechteckrahmen (Abb. 2) mit 8,29 m Trägerhöhe im Wagerechten und 3,5 m Höhe in den senkrechten Teilen, die größten Stabkräfte betragen 444 m Zug und 488 t Druck. Ihre größten Querschnitte bestehen aus zwei ⊏ NP. Nr. 30 mit Beilagen; ihr Werkstoff ist St 48, während sonst überall St 37 verwendet ist.

Auf den Blechträgerpfetten (Abb. 4 u. 7) in 8 m Abstand, deren Obergurt die für die Entwässerung der Dachhaut erforderliche Steigung besitzt, liegen Walzträgersparren in 1,9 m Abstand, die ihrerseits zwischen den Oberlichtstreifen Bimsbetonplatten (Stegzementdielen) tragen. Am Rande der Oberlichter liegen Rinnen mit Längsgefälle (Abb. 7) von der Mittelachse des Gebäudes nach den beiden Seitenwänden zur Entwässerung des Daches. Die Längsseiten der Halle werden auf der Innenseite der Binder bis auf Streifen von 7,47 m Höhe über dem Boden durch fensterlose Wände aus besonders leichten, doppelten Bimsbetonplatten abgeschlossen. Für die Aufnahme der Wand-

Abb. 7. Die Oberlichte.

Abb. 9. Gerüst für den Binderzusammenbau.

Abb. 10. Turmkran.

Abb. 6. Verkleidung des Binders.

Abb. 8. Aufstellung der Binder mit Gerüstkran.

gewichte ist ein Fachwerkträger gebildet aus der Randpfette und einem wagerechten Träger an der unteren Kante der Wand als Gurtungen, aus den Bindern als Ständern und aus den zwei Diagonalen zwischen den Bindern (Abb. 3). An dem 7,47 m hohen Unterteil der Seitenwände legen sich 6,74 m vorspringende Vorbauten, die in den Binderebenen durch Zwischenwände geteilt sind, so daß die Binderfüße in diesen Zwischenwänden verschwinden. Die Seitenkojen bilden ein weiteres Motiv für die Raumgestaltung der Halle. Über dem Dach der 7,47 m hohen Seitenbauten treten die Binder in den Außenraum und sind hier mit Holzverschalung und Fulguritplatten der Firma Oesterheld (Abb. 6) verkleidet. Auf der Außenfläche tragen die Bimsbetonplatten einen wasserdichten Zementputz. Vor der einen Giebelwand an der Straße des 18. Oktober liegt eine Vorhalle mit den Haupteingängen, die im wesentlichen von den früher an dem Platz stehenden Holzhallen übriggeblieben ist und später noch weiter ausgebaut werden soll. An der anderen Giebelwand liegen noch Vorbauten von 7,47 m Höhe, die die Luftheizung enthalten. Oberhalb der Vorhallen sind die Giebelwände aus I-Trägern gebildet, die sich unten gegen die Stützen der Vorhallen und oben gegen die Pfettenenden legen. Die Windkräfte auf die Giebelwände werden so auf die

Abb. 11. Gerüstkran, Turmkran, Aufstellung der Binderstützen (Zustand 3. Januar 1928).

Abb. 12. Zusammenbau und Heben der Binderdrittel (Zustand 17. Januar 1928).

Abb. 13. Einbau der Oberlichte (Zustand 10. Februar 1928).

Abb. 14. Einblick in die Halle (Zustand 20. Februar 1928).

Vorhallenstützen und die Binder übertragen. Um den Bindern auf die rund 100 m betragenden Stützweite Steifigkeit gegen die Windkräfte zu geben, liegen innerhalb der Oberlichter 7,5 m breite Fachwerkträger in der Deckenebene mit gekreuzten Diagonalen. Die Auflagerkräfte dieser Windverbände werden von den in den Längsebenen eingespannten Binderfüßen und Diagonalverbänden in jeder Längswandebene zwischen dem letzten Binder und der rückseitigen Giebelwand aufgenommen (Abb. 5). Diese Längsversteifungen liegen nur an dem einen Ende des Gebäudes, um keine Temperaturspannungen durch die ohne Fuge durchlaufenden Pfetten zu erzeugen. Den Wind auf die Längswände leiten natürlich die Binder in die Binderfundamente. Die Temperatureinflüsse auf die Zweigelenkbinder sind sehr gering.

Die Gliederung der ganzen Stahlkonstruktion zur Aufnahme aller Kräfte ist eine sehr klare und einfache.

Nun sei noch auf einige bemerkenswerte Einzelheiten hingewiesen. Aus der Abb. 5 ist die Ausbildung der Binderfüße zu ersehen. Die Gurtungen bestehen, wie schon gesagt, aus zwei ⊏-Profilen Nr. 30 mit Beilagen, die Füllungsstäbe aus zwei ⊏-Profilen Nr. 20 bis Nr. 30. Die Binderauflager sind einfache Blechplatten, die auf dem Betonfundament aufliegen mit Verankerungen aus Rundstäben. Der Schnitt in der Abb. 6 zeigt die Verkeidung der Binderstütze im Außenraum durch Holzrahmen, Holzschalung und Fulguritplatten. Die Ausbildung der äußeren und inneren Oberlichter ist aus der Abb. 7 ersichtlich. Das Gewicht der äußeren Glasdecke wird durch die Rinnensprossen am Fuß auf die Pfetten, die von Binder bis Binder frei liegen, übertragen am First auf die Binder. Die vom Binderobergurt zum Rinnenrand laufenden zwei ∟-Profile 70/8 dienen nur zur Absteifung des Binderobergurtes gegen Ausknicken. Sie bilden keine Zwischenunterstützung der Pfetten, weil sie am Binderobergurt mit länglichen Löchern so angeschlossen sind, daß senkrechte Verschiebungen gegen den Binderobergurt möglich sind. Weitere Erläuterungen sind zu den klaren und einfachen Konstruktionen wohl nicht erforderlich.

Die gesamte Stahlkonstruktion wiegt 1800 t ohne die Sprossen. Eine Hauptaufgabe war die Aufstellung innerhalb sieben Wochen. Man entschloß sich zu einem Zusammenbau der Binder am Boden und einer Aufstellung durch einen verschiebbaren Gerüstkran (Abb. 8 u. 9). Zunächst wurden mit Hilfe eines Turmkranes (Abb. 10) die Binderfüße als Stützen in den Längswänden aufgestellt und durch die Fachwerke der Längswände gegeneinander abgesteift. Inzwischen wurden am Boden die wagerechten Binder in drei Teilen aus je vier Feldern bestehend auf einem Baugerüst mit Hilfe eines Portalkranes zusammengebaut (Abb. 9). Das Heben der Binderdrittel besorgte der schon genannte Gerüstkran (Abb. 8). Das erste Drittel wurde mit dem einen Ende auf die Stütze in der Längswand gesetzt, mit dem anderen Ende auf eine provisorische Portalstütze. Das zweite Drittel schloß man an das Ende des ersten an und setzte es am anderen Ende ebenfalls auf eine Portalstütze, das letzte Drittel an das zweite Drittel und auf die Stütze in der zweiten Längswand. Mit hydraulischen Pressen wurden die Gurte ausgerichtet, so daß der ganze Binder nach der Vernietung eine Überhöhung besaß, die der Durchbiegung des Binders durch die Dach- und Nutzlast entsprach. Der Gerüstkran wanderte zwischen den ersten beiden Bindern vorwärts und hob die drei Drittel des ersten Binders und die zwei ersten Drittel des zweiten Binders. Die Öffnung des letzten Drittels mußte frei bleiben, um den Gerüstkran aus dem Feld zwischen dem Binder 1 und 2 in das zwischen dem Binder 2 und 3 zu schaffen. Unter dem angehobenen Gerüstkran können die Rollen für die Querbewegung um 90° gedreht werden. So kann der Aufbau bis zum letzten Binder fortgesetzt werden. Zum Schluß wird der Gerüstkran abgebaut. Ein einziger Binder wurde zur Beschleunigung der ganzen Arbeit von festen Rüstungen aus aufgestellt.

Mit den beiden Schwenkkranen am Gerüstkran wurden die Pfetten eingebaut. Obwohl die Binder ziemliche Überhöhung haben, konnten doch die durchlaufenden Pfetten gleich fest an die Binder angeschlossen werden, da sie bei ihrer großen Länge nachgiebig genug waren, um bei der Belastung der Binder die Bewegung mitzumachen. Der ganze Gang der Aufstellung ist in den Bauaufnahmen vom 3. Januar, 17. Januar, 10. Februar, und 20. Februar (Abb. 11 bis 14) zu verfolgen. Auf der Baustelle arbeiteten an der Stahlkonstruktion bis zu 330 Mann, darunter 60 Mann von der ständigen Belegschaft der M. A. N., in zwei Schichten Tag und Nacht. Nachts wurden die Materialien herangeschafft und genietet, tags die schwierigen Aufstellarbeiten mit Hilfe der Hebezeuge vorgenommen. Die Nietung der Stöße erfolgte von fliegenden Rüstungen aus. Abgesehen von einem Unfall bei der Plattenverlegung, der mit der Aufstellung der Stahlkonstruktion also nichts zu tun hatte, ist der ganze Bau glatt vonstatten gegangen. Die M. A. N. hat mit der Aufstellung der 1800 t in sieben Winterwochen eine Rekordleistung vollbracht.

Die Streckgrenze als Berechnungsgrundlage für den Konstrukteur.

Von Prof. Dr.-Ing. **Kulka**, Hannover.

(Nach einem am 27. Oktober 1927 bei der Werkstoffschau gehaltenen Vortrag.)

Während der wissenschaftlich gebildete Ingenieur an die Feststellung der Streckgrenze der im Stahlbau gebräuchlichen Werkstoffe ganz bestimmte Erwartungen knüpft, wird von den Eisenhüttenleuten vielfach eingewendet, daß die Streckgrenze wegen ihrer labilen Lage keinen Gütemaßstab für den Konstruktionsstahl bilden könne. Früher bildeten auch zur Hauptsache nur die Bruchgrenze und die Bruchdehnung die charakteristischen Abnahmeeigenschaften der Baustähle. Vor etwa fünf Jahren ging aber die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft dazu über, die Streckgrenze der Baustähle zunächst probeweise festzustellen, um sie dann schließlich als Abnahmebedingung bei den hochwertigen Baustählen einzuführen. Mit dem Fortschritt der Theorie war auch erkannt worden, daß für die Weiterentwicklung im Stahlbau die Notwendigkeit der besseren Kenntnis der spezifischen Eigenschaften des Baustoffes unerläßlich ist. Dabei offenbarte sich allerdings eine Reichhaltigkeit, welche zeigte, daß das gesteckte Ziel noch weit vor uns liegt und nur schrittweise erreicht werden kann. Besonders die Streckgrenze zeigte sich dabei als eine Größe, welche wohl theoretisch definiert, aber praktisch oft nicht eindeutig festgestellt werden kann.

Über das Wesen der Streckgrenze liegt gerade aus den letzten Jahren eine Reihe von Arbeiten der Wissenschaft vor. Bekanntlich wachsen bei einem Zerreißversuch mit Baustahl die Dehnungen und Spannungen zunächst in einem nahezu festen Verhältnis, welches durch eine sich bei höheren Belastungen etwas abbiegende Gerade gekennzeichnet ist. Das sich hieraus ergebende Gesetz (Hooke) der Proportionalität zwischen Dehnung und Spannung ist für die Theorie des Stahlbaues von grundlegender Bedeutung. Wächst die Spannung (Abb. 1a) über einen bestimmten Betrag o, so zeigt der Zeiger des Kraftmessers plötzlich einen Stillstand und darauf folgend einen Abfall, mitunter auch, wie Abb. 1b darstellt, ein unsicheres Schwanken, als ob plötzlich ein Labilitätszustand eingetreten wäre. Erst nach dem Absinken der Spannungen auf einen Betrag u tritt wieder eine Beruhigung und ein stetiger Verlauf der Spannungsdehnungskurve bis zum Bruch ein. Die Spannung o, bei welcher der labile Zustand eintritt, heißt obere, die Spannung u untere Streckgrenze. Die neue Forschung nimmt an, daß dieser Prozeß durch Verschiebungen der kleinsten Kristalle nach Überwindung der Schubspannungen in den Gleitflächen eintritt. Abb. 1a kennzeichnet einen Baustoff mit einer ausgesprochenen Streckgrenze, Abb. 1b einen solchen mit mehreren Streckgrenzen, welche nach Nádai auf Bildung neuer Gleitschichten im Versuchsstab zurückzuführen sind. Während der kohlenstoffarme Baustahl, der bis vor wenigen Jahren im deutschen Stahlbau fast ausschließlich verwendete St 37, meist den in den Abb. 1a und 1b ge-

Abb. 1a u. b. Spannungs- und Dehnungskurve mit Streckgrenze.

kennzeichneten Verlauf der Spannungsdehnungslinie zeigt, ergibt sich nicht selten bei den neuen höher gekohlten Baustählen St 48 und beim St Si ein vollständig stetiger Verlauf ohne plötzlichen Spannungsabfall, wo mithin von einer physikalisch ausgeprägten Streckgrenze nicht gesprochen werden kann. Für die Abnahme-Vorschriften schuf man für solche Fälle die sogen. Dehngrenze, eine Spannung, bei welcher die bleibende Formänderung nach Rückgang der Belastungen 0,2% beträgt, also eine willkürliche, auf Übereinkunft beruhende Spannung. Daneben besteht aber noch die weitere Schwierigkeit, daß die Lage des Knicks in der Spannungsdehnungslinie, ebenso auch die Lage der sogen. Dehngrenze 0,2

leicht zu beeinflussen sind, namentlich durch die Belastungsgeschwindigkeit und die Form der Einspannenden des Probestabes. Diese Einflüsse können ganz verschieden hohe Lagen der oberen Streckgrenze ergeben. Nach einer neueren Untersuchung von Dr. Schulz lassen sich diese beiden, die Lage der oberen Streckgrenze beeinflussenden Faktoren, namentlich die Belastungsgeschwindigkeit, experimentell erfassen. Von größerer Bedeutung ist aber die Erscheinung, daß gewisse Vorbearbeitungen des Materials, besonders das Kaltrecken und verschiedenartige Wärmebehandlung beim Walzen, bei Stählen von gleicher chemischer Beschaffenheit verschieden hohe Streckgrenzen verursachen können. Die Kaltreckung des Stahls ist gleichbedeutend mit einer vorausgegangenen Belastung über die ursprüngliche Streckgrenze hinaus, und die dadurch eintretende Erhöhung der Streckgrenze bestätigt das bereits von Bauschinger gefundene Gesetz, welches besagt, daß durch Streckung des Baustoffes die Streckgrenze bis zur Streckbelastung gehoben wird. Die zur Feststellung der Streckgrenze dienenden Probestäbe müssen mithin mit größter Vorsicht bearbeitet sein. Aber auch dann ist man vor falschen Ergebnissen noch nicht sicher, da auch die Walzbehandlung des Baustoffes eine Rolle spielt. Mithin scheint es, als ob die Streckgrenze infolge ihrer Abhängigkeit von verschiedenen Vorgängen als Wertmesser nicht betrachtet werden könnte. Sie spielt aber als Berechnungsgrundlage eine bedeutsame Rolle. in unseren Stahlbauten, namentlich Brückenbanten werden die Bauglieder in den seltensten Fällen mit gleichbleibender Kraft beansprucht, vielmehr tritt sehr oft eine ständige Be- und Entlastung z. B. in den Füllungsstäben von Fachwerkbrücken, oft auch in den Gurtungen ein, manchmal sogar so, daß sich Druckkräfte in Zugkräfte umwandeln und umgekehrt. Würde man in solchen Fällen die zulässige Beanspruchung von der Bruchgrenze abhängig machen, so könnten schwere Enttäuschungen nicht ausbleiben.

Äußert sich die wechselnde Stabkraft eines Baugliedes stets mit gleichen Vorzeichen, dann spielt sich ein Vorgang nach Abb. 2 ab (vergl. Bleich: Theorie und Berechnung eiserner Brücken), und die Erstbelastung erfolgt nach der Spannungsdehnungskurve $a\,b$, wobei b genügend hoch über der Streckgrenze liegen soll. Bei der nächsten Belastung verläuft die Spannungsdehnungskurve nach $b'\,c$. Der elastische Anteil ist hier wesentlich größer, und der Rückgang erfolgt rein elastisch (Brikschs Gesetz). Würde der in Abb. 2 dargestellte Belastungsvorgang weiter fortgesetzt, so entstehen nacheinander die neuen Spannungsdehnungslinien $c'\,d$, $d'\,e$ usw., wobei jedesmal ein bestimmter Teil des plastischen Arbeitsvermögens verbraucht wird, bis schließlich der Bruch erfolgt. Würden aber die Punkte $b\,c\,d$ und e unter der Streckgrenze liegen, d. h. würde der Stab über die ursprüngliche Elastizitätsgrenze hinaus, aber nicht bis zur Streckgrenze belastet, so würde sich die Elastizitätsgrenze bis zur Streckgrenze heben. Ein Bruch könnte dann nie erfolgen. Die Streckgrenze ist also der höchste Wert der Elastizitätsgrenze und spielt als solcher Grenzwert eine bedeutsame Rolle. Da nun, wie z. B. Moser sagt, nur beim ersten Erreichen der Elastizitätsgrenze kleine bleibende Formänderungen auftreten, so ist es ganz gleichgültig, ob die Streckgrenze künstlich gehoben ist oder nicht. Die vollkommene Elastizität innerhalb einer künstlich gehobenen Elastizitätsgrenze behütet den Stab auch bei wiederholter Belastung vor dem Dauerbruch. Die Streckgrenze bildet mithin förmlich einen Wall um den empfindlichen Kern der Spannungsdehnungslinie. Nur eine unnatürlich hohe Streckgrenze (etwa über 80 % der Bruchspannung) könnte bei gleichzeitiger geringer Bruchdehnung auf die Zähigkeit des Stahles ungünstig wirken.

Abb. 2. Wechselnde Belastung über die Streckgrenze.

Auch die mathematische Fassung des Problems der Wechselbelastung durch Launhardt und Weyrauch auf Grund der älteren Wöhlerschen Gesetze kommt zwangläufig auf die Streckgrenze, als auf eine für die Berechnung wichtige Grenzzahl. Den Lastwirkungen mit wechselndem Vorzeichen ist in den Berechnungsvorschriften mit Recht erhöhte Aufmerksamkeit geschenkt. Das bekannte Wöhlersche Gesetz besagt, daß der Bruch eines Stabes nicht nur durch eine einmalige, die Bruchfestigkeit überschreitende Beanspruchung, sondern auch durch wiederholte Schwingungen in der Belastung innerhalb der Bruchgrenze herbeigeführt werden kann. Die Differenz der Spannungen, welche die Schwingungen eingrenzen, ist für die Zerstörung des Zusammenhanges maßgebend. Man kann dann für jede Art von Schwingung aus der Bruchfestigkeit eine neue Festigkeit berechnen, welche für die betreffenden Schwingungen an Stelle der Bruchfestigkeit tritt. Diese neue stellvertretende Festigkeit heißt Arbeitsfestigkeit und läßt sich ausdrücken durch die Beziehung:

$$\sigma_\alpha = {}^2/_3\,\sigma_\beta\left(1 \pm \frac{1}{2}\,\frac{S_{\min}}{S_{\max}}\right).$$

Hierbei ist das $+$-Zeichen im Falle gleichsinniger Belastung und das $-$-Zeichen im Falle wechselnder Belastung einzuführen. Bei $S_{\min} = 0$ wird

$$\sigma_\alpha = \frac{2}{3}\,\sigma_\beta = \sim \text{Streckgrenze}^{\,1)}$$

(67 % der Bruchspannung)

als ungünstigster kleinster Wert der Arbeitsfestigkeit. In die Frage der Schwingungsfestigkeit wurde durch die Bauschingerschen Gesetze größere Klarheit gebracht. Bauschinger unterscheidet streng zwischen den Schwingungen in einem Sinne und solchen im entgegengesetzten Sinne. Bei Schwingungen in einem Sinne könnte auch eine künstlich gehobene Streckgrenze nicht schädlich werden, da die Elastizitätsgrenze ebenfalls gehoben wird. Dagegen wird die Elastizitätsgrenze bei Schwingungen in entgegengesetztem Sinne bei entgegengesetzter Belastung wieder herabgemindert und kann höchstens wieder auf einen Betrag gehoben werden, welcher erheblich unter der ursprünglichen Elastizitätsgrenze liegt. Beanspruchungen in entgegengesetztem Sinne können daher nicht von der Streckgrenze, sondern von der sogen. Schwingungsfestigkeit abhängig gemacht werden.

Eine ganz besonders wichtige Rolle spielt die Streckgrenze beim Knickproblem, dem Problem, welches dem Konstrukteur die größten Sorgen bereitet, und welches mitunter bereits gefährliche Auswirkungen gezeitigt hat. Das Knicken eines auf Druck beanspruchten Stabes ist dadurch gekennzeichnet, daß der Stab nach Überschreitung einer bestimmten Belastung aus einem stabilen in einen labilen Zustand übergeht und zerknickt. Dieser Übergang ist das Kennzeichen des Knickvorganges, bei welchem die Einflüsse einer Belastung plötzlich viel stärker wachsen als die Last selbst, und für welchen die Beachtung der tatsächlichen elastischen

Abb. 3. Plastisches Knicken.

Eigenschaften des Baustoffes viel wichtiger ist als die reinen Normalbeanspruchungen. Auf rein mathematischem Wege hat Euler bereits 1744 seine bekannte, in Abb. 3 als Hyperbel gekennzeichnete Knickformel aufgestellt. Diese beruht auf einem festen, unveränderten Elastizitätsmaß E und ist aus diesem Grunde auch nur so lange gültig, als die Spannungen innerhalb der Proportionalitätsgrenze bleiben. Später hat Tetmajer durch seine bekannten Versuche wesentlich zur Erkenntnis der Vorgänge im unelastischen Knickbereich beigetragen. Die Versuche Müller-Breslaus, Kármáns und des Deutschen Eisenbau-Verbandes haben diese Erkenntnisse weiter vertieft. Aus diesen Arbeiten geht klar hervor, daß eine rein wissenschaftliche Beurteilung der Knicktheorie ohne Berücksichtigung der elastischen Eigenschaften des Baustoffes unmöglich ist. Wiederum spielt die Streckgrenze eine wichtige Rolle. Während bis zur Proportionalitätsgrenze das Eulersche Gesetz gilt, muß beim Überschreiten dieser Grenze mit einem veränderlichen Elastizitätsmodul E' gerechnet werden. Da aber für den Knickfall E wie E' von Einfluß sind, kann nach Engeßer und Kármán der Vorgang im unelastischen Bereich durch einen sogenannten Knickmodul

$$T = E'\,\frac{J_1}{J} + E\,\frac{J_2}{J}$$

berücksichtigt werden, der, wie die Formel zeigt, auch eine Funktion der Querschnittsform ist. Die Knickformel lautet für diesen Fall:

$$\sigma_K = \frac{\pi^2 \cdot T}{\left(\frac{l}{i}\right)^2}$$

Auf Grund der Erkenntnisse der neueren Versuche des Deutschen Eisenbau-Verbandes ist in den Berechnungsvorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Bereiche:

$$\frac{l}{i} = 0 - 60$$

[1]) Grüning führt für die Bezeichnung Streckgrenze die durchaus zweckmäßige Bezeichnung „Streckspannung“ ein.

die Streckgrenze als jene Größe angenommen, auf welche die zulässige Beanspruchung des Materials bezogen wird. Damit kommt die Bedeutung der Streckgrenze auch für das Knickproblem zum Ausdruck.

Ein anderes Beispiel für die Bedeutung der Streckgrenze aus dem Gebiet des Stahlbaues bietet das Problem der rollenden Reibung: namentlich bei beweglichen Brückenlagern, Pylonen von Hängebrücken und bei Rollen von Wasserbauten. Die Vorgänge, die sich beim Abrollen einer Walze auf einer ebenen Unterlage abspielen, sind durch Hertz genauer untersucht worden. Aber wie die ältere Knickformel im Bereich der plastischen Verformung versagt, zeigt auch die von Hertz aufgestellte Formel keine gute Übereinstimmung mehr mit der Wirklichkeit, sobald die plastische Zone erreicht ist. Die verschiedenartige elastische und plastische Verformung des Stahles hat Prof. Dumas [2]) dazu benutzt, um eine befriedigende und durch Versuche bestätigte Erklärung der rollenden Reibung zu geben. Abb. 4 zeigt eine rollende Walze, an deren Berührungsstellen mit der ebenen Unterlage sehr große spezifische Drücke entstehen, welche über die Elastizitätsgrenze hinausgehen sollen. Da bei der Entlastung stets nur die elastischen Formänderungen zurückgehen, so ist bei der angezeigten Drehrichtung im linken Teil die Lage der resultierenden Auflagerkraft A nicht symmetrisch zur Lage A im rechten Teil, da dort eine plastische Verformung stattfindet. Die Verschiebung der Resultierenden um das Maß e kennzeichnet u. a. den Hebelarm der rollenden Reibung.

Abb. 4. Rollende Reibung.

In der bisherigen Betrachtung wurde an Hand einiger Beispiele die Bedeutung des elastischen Verhaltens des Baustoffes und der Streckgrenze gezeigt. Aus diesen Beispielen ergibt sich, daß mit einer hohen Streckgrenze des Baustoffes gewisse Vorteile verbunden sind. Mit einigen weiteren Beispielen der neueren Forschung kann aber auch gezeigt werden, daß das mit dem Erreichen der Streckgrenze eintretende rasche Verformen und Fließen des Baustoffes für den Konstrukteur von großer Wichtigkeit ist und sicher schon manche Bauwerke vor der Zerstörung bewahrt hat. Bekanntlich setzt man bei der Berechnung von Fachwerken gelenkige Knotenpunkte voraus. Bei genieteten Knotenpunkten ist diese Gelenkigkeit überhaupt nicht und bei Anwendung von Augenstäben infolge der Reibung auch nur in geringem Maße vorhanden. Dadurch entstehen bei der Verformung der Fachwerke Nebenspannungen, deren Bedeutung für die Sicherheit unserer Bauwerke früher vielfach überschätzt wurde. Aus Abb. 5 geht hervor, daß die Gurtungen eines parallel begrenzten Fachwerkes infolge der steifen Knotenpunktverbindung kontinuierliche Träger bilden, in welchen bei der Verformung des Fachwerkes Biegungsbeanspruchungen auftreten, die manchmal 30%, 40% und mehr der Normalbeanspruchungen durch die Hauptkräfte betragen. Bei zweifacher Sicherheit könnte man infolgedessen um den Bestand dieser Bauwerke besorgt sein, wenn nicht die vorzügliche Eigenschaft der Plastizität unserer Baustähle zu Hilfe kommen würde. Überschreitet an irgend einer Stelle die Beanspruchung in dem Baustoff die Streckgrenze, so tritt da viel rascheres Verformen ein als in anderen Stabteilen, welche nur elastische Verformungen erleiden. Damit ist aber auch ein Abwandern der Spannung aus den gefährdeten Zonen in andere weniger stark beanspruchte verbunden. Die theoretisch ermittelten, auf der Grundlage einer gleichen Verformungsart berechneten Nebenspannungen können in voller Größe gar nicht auftreten, da der Baustoff infolge seiner Plastizität ausweicht. Aus diesem Grunde ist auch in den neuen Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft auf die Nebenspannungen i. d. R. keine Rücksicht zu nehmen. Wäre der verwendete Baustoff sehr spröde und besäße er bei hoher Elastizitätsgrenze nur geringe Dehnung, so könnte weit eher infolge der Nebenspannungen ein Bruch eintreten.

Abb. 5. Fachwerknebenspannungen.

[2]) Nach einem auf dem ersten Internationalen Brückenbaukongreß im September 1926 in Zürich gehaltenen Vortrag.

Auch bei den Knotenblechen zeigen sich die gleichen Erscheinungen. Hier treten infolge der Verformung der Fachwerke und infolge der steifen Verbindungen i. d. R. hohe Nebenspannungen auf, welche aber bei ausreichenden Querschnitten niemals zum Bruch führen, weil die hohen, die Streckgrenze überschreitenden Spannungen nach anderen, weniger belasteten Querschnitten abwandern.

Auch bei unseren Nietverbindungen sind ähnliche Erscheinungen zu beobachten. Nach der Theorie muß bei mehr als zwei hintereinander sitzenden Nieten, wie Abb. 6 zeigt, eine ungleichmäßige Verteilung der Stabkraft auf die einzelnen Niete eintreten. Außerdem finden wir eine ungleichmäßige Verteilung der Stabspannungen im Bereich der Nietlöcher. Sobald an diesen hochbeanspruchten Stellen die Streckgrenze überschritten wird, tritt sofort eine gleichmäßigere Verteilung sowohl der Stabkraft über die einzelnen Niete, als auch der Spannungen in den verbundenen Stäben neben den Nietlöchern ein. Schachenmeier hat in den Jahren 1921/22 im Auftrage des Deutschen Eisenbau-Verbandes eine Reihe von Versuchen durchgeführt, deren Ergebnisse diese Erscheinungen in ausgezeichneter Weise bestätigen.

Abb. 6.
Überschreitung der Streckgrenze bei Nietverbindungen.

Abb. 7.
Theorie von Grüning.

In einem kürzlich erschienenen Werk hat **Grüning** die plastische Verformung der Stäbe nach Erreichen der Streckgrenze und die Folgerungen aus den Bauschingerschen Gesetzen der strengeren Theorie statisch unbestimmter Systeme dienstbar gemacht. Ein einfaches Beispiel (Abb. 7) zeigt, wie wertvoll die Plastizität und Veränderungsfähigkeit der Baustähle durch Reckung für statisch unbestimmte Systeme werden. In dem in Abb. 7 dargestellten Fachwerk ist der Stab 0 1 überzählig, das Fachwerk mithin innerlich einfach statisch unbestimmt. Bei Belastung dieses Fachwerkes könnte bei entsprechender Querschnittsberechnung der Fall eintreten, daß der Stab 0 1 überbeansprucht wird, d. h. daß die in ihm auftretende Spannung das durch die Vorschrift höchstzulässige Maß überschreitet. Bislang hat man ein solches Bauwerk als nicht ausreichend tragfähig angesehen. Das tiefere Eindringen in die Eigenschaften unserer Baustähle zeigt aber, daß diese Anschauung ebensowenig zutrifft wie die veralteten Meinungen über die Auswirkung der Nebenspannungen in steif vernieteten Fachwerken. Wird der Stab 0 1 als reiner Zugstab, also z. B. als Flacheisen, beispielsweise über die Elastizitätsgrenze des Baustoffes hinaus beansprucht, so tritt eine bleibende Verformung ein, und, da seine Längenänderung bei einer Belastung nicht vollständig verschwindet, zwischen 0 1 nicht mehr genügend Platz finden und wahrscheinlich, wie Abb. 7 unten gezeichnet, durchhängen. Wird der Stab neuerdings belastet, so bleibt er so lange spannungslos, bis er wieder eine gerade Form angenommen hat, und erhält dann nur noch eine restliche Spannung. Die zweite Belastung wird daher nicht mehr die große Überschreitung der Elastizitätsgrenze bewirken wie die erste und mithin nur eine kleine zusätzliche Längenänderung ergeben. Bei der nächsten Entlastung sinkt wiederum die Beanspruchung, bis schließlich keine Überschreitung der Elastizitätsgrenze mehr stattfindet und diese mithin als äußerste Grenze der Beanspruchung erscheint. Die Vorgänge gestalten sich aber noch günstiger, weil die Elastizitätsgrenze durch die wiederholte Belastung gehoben wird. Der Endzustand wird mithin der sein, daß der gefährdete Stab 0 1 eine Höchstbeanspruchung nicht überschreiten kann, und daß der Unterschuß an

Tragvermögen durch die anderen Stäbe des Fachwerkes aufgenommen wird. Für alle Fälle stellt sich also das verbleibende statisch unbestimmte Tragwerk günstiger, als wenn der Stab 0 1 fehlen würde, auch wenn der Stab 0 1 wesentlich überbeansprucht ist.

Diese hervorragenden Eigenschaften unserer Baustähle, durch welche eine Regelung des Kräfteverbrauchs von selbst eintritt, werden von den Konstrukteuren rein gefühlsmäßig schon immer als die „Schlauheit“ des Materials bezeichnet, und diese verleiht den Bauwerken aus Stahl eine von anderen Baustoffen auch nicht annähernd erreichte Sicherheit gegen Bruchgefahr.

Diesen Beispielen könnte eine große Zahl aus anderen Gebieten, welche ebenfalls die Bedeutung der Streckgrenze als Berechnungsgrundlage kennzeichnen, hinzugefügt werden. Fast kein Problem der Festigkeitslehre kann heute ohne Berücksichtigung des elastischen Verhaltens der Baustähle exakt angefaßt werden. Daher ist es auch durchaus verständlich, daß die neuen Berechnungsgrundlagen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, welche von vielen Vorschriften des In- und Auslandes in zahlreichen Punkten als Vorbild übernommen wurden, die hohe Bedeutung der Streckgrenze dadurch berücksichtigen, daß sie für viele Probleme als Ausgangspunkt für die Festlegung des Berechnungsweges dient. Durch die moderne Theorie hat dieser Weg seine verstärkte Stütze gewonnen. Leider ist aber jede Theorie starr und etwas einseitig. Dies liegt eben in dem bereits eingangs erwähnten Übelstand, daß man sich zu einer bestimmten Annahme entschließen muß, um mit dem mathematischen Rüstzeug an die Lösung einer Aufgabe herangehen zu können. Bei der praktischen Anwendung sind Abweichungen und Konflikte unvermeidlich, da diese Annahme allgemeiner Natur sein muß, damit die Spezialisierung die Theorie nicht zu verwickelt gestaltet. Diese Konflikte können aber unmöglich gegen die Theorie sprechen. Aus diesem Anlaß seien einige Worte über Werkstoffmängel von Enßlin aus der „Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure“, Nr. 43 v. 22. X. 1927 zitiert, welche von dem deutschen Altmeister der Statik, Otto Mohr, stammen:

„Im Verkehr mit Fachgenossen bin ich nicht selten der Meinung begegnet, es sei ein eitel Bemühen, der Festigkeitslehre eine wissenschaftliche Grundlage zu geben. Homogene Körper — so hielt man mir entgegen — kommen in der Natur nicht vor, homogene Spannungszustände ebensowenig. Ein Elementargesetz aus der Erfahrung abzuleiten, ist daher unmöglich. Die vorhandenen Unregelmäßigkeiten sind von der Art, daß sie jede Gesetzmäßigkeit fast vollständig verdecken, und den halb verwischten Spuren solcher Gesetze weiter nachzugehen, das hat kaum eine erhebliche Bedeutung.

Es bleibt nichts anderes übrig, als in jedem wichtigen Falle besondere Versuche anzustellen und sich um die physikalische Deutung nicht zu kümmern.

Ich habe jedesmal zugeben müssen, daß sich gegen diese Ansichten nicht viel einwenden läßt, und dennoch wiederholt sich seit mehr als 100 Jahren der Versuch, in die verwirrende Fülle der Erfahrungen Ordnung zu bringen. Wenn es gelingen sollte, Regeln zu finden, denen sich viele Erfahrungen unterordnen — selbstverständlich solche, denen man Vertrauen schenken darf —, so würde dann vielleicht kein Elementargesetz, wohl aber ein Hilfsmittel gewonnen sein, um neue Ergebnisse der Erfahrungen auf ihre Wahrscheinlichkeit hin zu prüfen. In meinen Augen würde auch dies ein Fortschritt sein. Freilich wird es sich immer nur um Wahrscheinlichkeiten, nicht um mathematische Übereinstimmungen handeln.“

Mohr hat damit nichts anderes als den ewigen Streit und Konflikt zwischen Theorie und Praxis noch allgemeiner, zwischen dem menschlichen Denken überhaupt und der Wirklichkeit gekennzeichnet. Niemals kann dieser Streit aber ein Beweis gegen die Bedeutung der Theorie werden; denn gerade dieser Widerstreit und diese Wechselwirkung regen die Theorie an und befruchten die Praxis.

Für uns Ingenieure im Stahlbau ergibt sich aber die wichtige Forderung, uns aus der unendlichen Reichhaltigkeit der Wirklichkeit über den Grad der Genauigkeit unserer Theorie Rechenschaft zu geben.

Fabrikerweiterung der Salamander-Schuhfabriken J. Sigle & Cie.

Die große in Kornwestheim bei Stuttgart gelegene Fabrikanlage der bekannten Salamander-Schuhfabriken ist in verschiedenen Bauabschnitten nach den Entwürfen und unter der Bauleitung des Architekturbureaus von Baurat P. I. Manz, Stuttgart, entstanden und kürzlich unter Verwertung eines sinnreichen Gedankens der Firma Manz (vergl. Abb. 2) vergrößert worden. Die Fabrikanlage besteht, wie aus dem Grundriß nach Abb. 1 zu ersehen ist, aus einer Reihe mehrgeschossiger, sehr langer und rechtwinklig zueinander angeordneter Gebäudeflügel. Durch die Erhöhung eines längs der Bahn gelegenen vorderen Haupttraktes von 197 m Länge und eines senkrecht anstoßenden Hoftraktes von 76 m Länge um zwei

Abb. 1. Grundriß.

Geschosse wurde diese Anlage im Sommer und Herbst vergangenen Jahres in bedeutendem Umfange erweitert. Die aufgestockten Teile der Gesamtanlage sind in Abb. 1 durch starke Umgrenzungslinien hervorgehoben. Die Erweiterung bot mancherlei Schwierigkeiten, deren Überwindung für ähnliche Aufgaben vorbildlich sein mag.

Die zu erhöhenden, etwa 16 m breiten Gebäudeflügel bestanden, wie Querschnitt Abb. 2 zeigt, aus drei Geschossen von je 4 m Höhe. Die aus bewehrtem Beton bestehenden Deckenfüllungen und Dächer dieser beiden Flügel liegen zwischen schweren, etwa 8 m weit gespannten I-Stahlträgern, welche in der Mitte auf bis zum Dach durchlaufenden Stahlstützen in 4,7 m Regelabstand gelagert sind. Die flache Dachhaut beider Flügel hatte leichtes Gefälle nach der Dachmitte.

Bei der Durchführung der Aufstockung durfte der Fabrikbetrieb in den daruntergelegenen Sälen in keiner Weise gestört werden. Da die Tragfähigkeit der an sich kräftigen Umfassungsmauern durch die zur Hälfte aufzunehmenden Decken und Dachlasten der alten Säle 1 bis 3 bereits ausgenutzt war, mußten die neu hinzukommenden Gebäudenutzlasten unabhängig von ihnen zum Boden abgeleitet werden. Die mit dem Entwurf und der Bauleitung der Aufstockung betraute Fa. P. I. Manz, Stuttgart, wählte dafür eine Anordnung, welche diese Schwierigkeit geschickt umging und den Betriebsanforderungen voll entsprach.

Abb. 2. Querschnitt.

Für den neu herzustellenden vierten Saal konnte die bestehende tragende Stahlkonstruktion der Unterzüge und Stützen ohne weiteres zur Aufnahme der hinzukommenden Eigen- und Nutzlasten benutzt werden. Die darüber befindliche, als Fußboden des fünften Saales dienende Decke mußte jedoch unabhängig von dieser alten bestehenden Konstruktion und

Abb. 3. Neue Fußbodenkonstruktion über der alten Dachdecke.

unabhängig von den Umfassungsmauern abgestützt werden, insbesondere auch, weil der vierte Saal von Stützen frei bleiben sollte. Da außerdem auch noch die Lasten der neuen Dachkonstruktion aufzunehmen waren, sah die Bauleitung im Regelabstand der inneren Stützen schmal ausgebildete, neue stählerne Stützen vor, welche diese Lasten aufnehmen und welche mit geringen Spielräumen an den Pfeilervorlagen der alten Längsmauern bis zu den Fundamenten herabgeführt werden. Die neuen aus gegliederten Stahlkonstruktionen bestehenden Dachbinder wurden so stark ausgebildet, daß die Decke des vierten Saales in der Mitte daran aufgehängt werden konnte.

Die alte Dachhaut des dritten Saales war im Hoftrakt und zum Teil auch im Haupttrakt bereits für 500 kg Nutzlast ausgebildet und konnte nach Ausgleich des Gefälles mittels Schwammbetons unmittelbar als Fußboden des vierten Saales benutzt werden. Die Vergrößerung des Eigengewichtes war unbedeutend, da das Gewicht des aufgebrachten Schwammbetons nur 500 kg/m³ betrug, und die bestehende untere Stahlkonstruktion konnte diese Mehrbelastung ohne weiteres aufnehmen. Die Reststrecken der alten Dachhaut waren jedoch nur für eine Nutzlast von 250 kg/m² ausgebildet. Da eine Verstärkung dieser leichten Eisenbetondächer ohne

Abb. 4. Auflagerung der Zoreseisen bei Punkt X (vgl. Längenschnitt Abb. 3).

Störung des Fabrikbetriebes nicht möglich war und wohl auch zu hohe Kosten verursacht hätte, wurde unabhängig davon eine neuere, stärkere, ebene Decke eingezogen. Wie Abb. 3 zeigt, besteht diese Decke aus dicht nebeneinander in der Längsrichtung des Traktes verlegten stählernen Zores-Profilen NP 11, welche die Deckenlasten unmittelbar auf die darunter befindlichen Stahlunterzüge ableiten. Die Zwischenräume wurden mit Bimsbeton ausgefüllt. Zur Auflagerung der Zores-Profile dienen, wie Abb. 4 zeigt, trapezförmige, über und dicht beiderseits der Unterzüge aufgesetzte Bimsbetonrippen, deren mittlere jeweils oben zwei nebeneinandergelegte Stahlwinkel aufweisen. Diese Stahlwinkel bilden das unmittelbare Auflager der Zores-Profile, welche mittels Schrauben an ihnen befestigt sind (Abb. 5). Zur Sicherung der Zores-Profile beim Betonieren sind diese Auflagerwinkel außerdem noch mit kräftigen Stahlbügeln versehen, welche die oberen Flanschen der Deckenunterzüge umklammern. Diese neuartige und geschickte Lösung konnte ohne jede Betriebsstörung ausgeführt werden und sichert außerdem eine vollständige Entlastung der alten schwachen Eisenbetondecken.

Die Nutzlast des fünften Saales beträgt 400 kg/m². Die zur Aufnahme dieser Nutzlast dienende Decke über dem vierten Saal besteht aus 4,7 m breiten Betonhohlsteinplatten zwischen Stahlunterzügen, welche als durchlaufende Träger auf drei Stützen berechnet wurden. In der Mitte erfolgt deren Stützung durch die Aufhängung an den Dachbindern, außen durch die neuen, dicht an den Außenmauern aufgestellten Stahlstützen.

Die Konstruktion der normalen Dachbinder, die Aufhängung und äußere Auflagerung der oberen Deckenunterzüge und die Ausbildung des oberen Teiles der Eisenstützen sind aus Abb. 6 zu ersehen. Die Dachkonstruktion selbst wird durch eine unter den Bindern eingezogene, 8 cm starke Staubdecke aus Bimsbetonstegdielen gegen den Saal 5 abgeschlossen.

Die Dachhaut besteht aus der gleichen Konstruktion wie diese untere Staubdecke und wird durch eine teerfreie Papplage abgedichtet.

Die neuen äußeren Stützen bestehen aus zwei Teilen, einem oberen, die Dachbinder aufnehmenden und mit ihren Füßen die oberen Deckenunterzüge umfassenden Teil und einem unteren, vom Fußboden des Saales 5 bis zu den Fundamenten herabreichenden Strang. Die oberen, mit den Bindern biegungsfest verbundenen Stützen haben außer den lotrechten Lasten auch den größten Teil des auf das obere Stockwerk und das Dach entfallenden Winddruckes aufzunehmen und in die obere Massivdecke abzuleiten. Ihre Achsen fallen teilweise mit den unteren Stützensträngen zusammen. Zum andern Teil sind sie aus architektonischen Gründen um 45 cm nach innen versetzt, und in diesen Fällen stützen sie

Abb. 5. Klammernbefestigung der neuen Fußbodenkonstruktion.

sich auf die oberen Deckenunterzüge ab, welche die Binderlasten nach den unteren Stützen übertragen. Diese bestehen, wie Abb. 7 zeigt, aus zwei U-Profilen NP 16 bis 20 mit zwei dazwischen genieteten U-Profilen NP 14. Damit sind einheitlich wirkende Querschnitte und gleichzeitig auch geringe äußere Abmessungen erzielt. Zwecks Verringerung der Knicklängen sind diese Stützenstränge mit den alten Mauerpfeilern verankert. Durch 26 m tiefe Lisenen werden sie nach außen vollständig verdeckt, und die damit erreichte Vertiefung der Gliederung der langen Fassaden ist, wie aus Abb. 10 ersichtlich, dem äußeren Eindruck des Bauwerkes recht vorteilhaft zustatten gekommen. Die neu herzustellenden Stützenfundamente wurden mit den bestehenden Mauerfundamenten durch eingespitzte Trägerlagen gut verbunden.

Neben den hier erläuterten Regelkonstruktionen erforderten mancherlei Unregelmäßigkeiten der Grundrißgestaltung, die Kehl- und Kragausbildung der rechtwinklig zusammenstoßenden Dächer und ähnliches mehr verschiedene abweichende Sonderkonstruktionen, auf die aber hier nicht näher eingegangen werden soll.

Wie die Abb. 8 und 9 zeigen, wurde zur Aufstellung der Stahlkonstruktionen, deren Gesamtgewicht 800 t beträgt, ein fahrbarer Kran verwendet. Die Fahrbahn dieses Kranes war auf starken Holzbalken verlegt, welche dicht bei den Umfassungsmauern auf den kräftigen Deckenunterzügen des alten Daches gelagert waren. Dadurch wurde jegliche Überbelastung der zum Teil recht schwachen alten Dachhaut vermieden. Bei der Aufstellung wurden mittels des Kranes Feld um Feld zunächst die unteren Stützen aufgerichtet und auf den Fundamenten abgesetzt. Dann wurden der Unterzug für die neue Zwischendecke eingebaut und schließlich die Dachbinder mit den oberen Stützen aufgerichtet. Nach dem Einbau der Pfetten und Verbände wanderte der Kran ein Feld weiter,

Abb. 6. Normaler Binder mit Außenstütze und Deckenaufhängung.

Abb. 7. Querschnitt der neuen Außenstützen.

Abb. 8. Haupttrakt nach Aufstellung der neuen Konstruktion

Abb. 9. Aufstellung der Dach- und Stützenkonstruktion.

um das Spiel zu wiederholen, während in dem ausgebauten Teil sofort das neue Dach eingezogen werden konnte, so daß die unteren Deckenarbeiten Schutz gegen Regen hatten. Viele Anbauten und Treppenhäuser bereiteten der Aufstellung mancherlei Erschwernisse; sie wurden aber mit Hilfe des eigens für diese Arbeiten ausgeführten Kranes leicht und schnell überwunden. Die Lieferung und Aufstellung der Stahlkonstruktion wurden von dem Saarbrücker Werk der Fa. B. Seibert G. m. b. H. ausgeführt, welche mit dieser Aufstockung einen weiteren Beweis ihrer Leistungsfähigkeit erbracht hat. Die Bestellung wurde am 26. Juli 1927 erteilt, und bereits am 24. August, also knapp vier Wochen später, konnte die

Abb. 10. Ansicht.

Firma Seibert mit den Aufstellungsarbeiten beginnen und diese schon Ende September, also acht Wochen nach der Auftragserteilung, vollenden. nicht zuletzt trugen auch die von der bauleitenden Firma Manz getroffenen Anordnungen zur Erzielung dieser kurzen Bauzeit bei. Dabei kam noch der Umstand zustatten, daß die in dem alten Gebäude vorhandenen Konstruktionen aus Stahl bestanden, und daß für die neuen der gleiche Baustoff gewählt wurde. Die einfache Nachprüfungsmöglichkeit ihrer Tragfähigkeit gab dort sofort ein klares Bild über Zulässigkeit weiterer Zusatzbelastungen, ein Vorteil des Stahlbaues, der namentlich dann stark in die Wagschale fällt, wenn keine Pläne alter Konstruktionen vorhanden sind. Für die Aufstockung selbst dürfte, wie eine große Zahl anderer Beispiele zeigt, Stahl der einzig gegebene und wirtschaftliche Baustoff sein, zumal die hier erzielte kurze Bauzeit und schnelle Inbetriebnahme der neuen Fabrikationsräume bei Verwendung eines anderen Baustoffes auch nicht annähernd erreichbar waren.

Verschiedenes.

Zweite internationale Tagung für Brückenbau und Hochbau in Wien 1928. Nach einem Beschluß der ersten internationalen Tagung über aktuelle Fragen des Brücken- und Hochbaues in Zürich im September 1926[1]) soll eine weitere Tagung im Herbst ds. Js. in Wien stattfinden. Die Vorbereitungen zu dieser zweiten Tagung durch die Technische Hochschule in Wien und einige österreichische Fachkollegen sind bereits in vollem Gange. Sie soll in der Zeit vom 17. bis 20. September ds. Js. stattfinden und wird allem Anschein nach auf starke Beteiligung aus allen Kulturländern der Welt rechnen können. Auf der Tagung sollen sowohl allgemeine Fragen des Ingenieurbaues wie auch besondere Fragen des Stahlbaues und des Eisenbetonbaues in Form von Diskussionsthemen und Vorträgen behandelt werden.

Standsicherheit des Eiffelturms. In der Tages- und Fachpresse des In- und Auslandes ist in jüngster Zeit die Nachricht verbreitet worden, daß der Eiffelturm in Paris demnächst abgebrochen werden müßte. Die Notwendigkeit des Abbruches wird entweder durch unerschwingliche Unterhaltungskosten oder durch die Gefährdung der Standsicherheit infolge starker Rostschäden begründet. Nach Berichten der Erbauerin, der „Société de Construction de Levallois-Perret" (die ehemaligen Etablissements Eiffel) und der Eiffelturmgesellschaft entbehren diese Nachrichten jeder Begründung, denn der Turm ist in vorzüglichem Zustand und seine Standfestigkeit hat sich seit seiner Erbauung im Jahre 1889 in keiner Weise verändert. Die Unterhaltung verursacht, wie die Berichte betonen, trotz des feinen filigranartigen Stahlfachwerkes keinerlei Schwierigkeiten. Die mit dem Turm erzielten Einnahmen decken nicht nur die Kosten der Unterhaltung, sondern ermöglichen darüber hinaus die Ausschüttung beträchtlicher Dividenden an die Aktionäre der Eiffelturmgesellschaft.

Baustahl und Eisenbeton im Ingenieurbau. Auf der letzten (fünften) Jahresversammlung des American Institute of Steel Construction hat der bekannte amerikanische Ingenieur und Wissenschaftler Ralph Modjeski einen Vortrag über die Verwendung von Baustahl und Eisenbeton im zeitgemäßen Ingenieurbau gehalten, der in dortigen Fachkreisen viel beachtet ist und auch die Aufmerksamkeit der deutschen Bauindustrie verdient: Weniger deshalb, weil etwa neue Gesichtspunkte für die Beurteilung der beiden Baustoffe aufgestellt wären. Es sind im Gegenteil die behandelten Momente dem deutschen Fachmann wohlbekannt und von ihm auch genügend, wenn auch nicht immer mit gebührendem Erfolg, verfochten. Modjeski bringt jedoch — übrigens in weitgehender Übereinstimmung mit den von Professor George F. Swain ein Jahr vorher an gleicher Stelle gemachten Ausführungen — einen so anschaulichen und bei aller Knappheit so lückenlosen Überblick über den Gegenstand, daß auch an dieser Stelle kurz darauf Bezug genommen sei. Um so mehr, als im Zeichen rationellen Schaffens bei uns kostspielige Fehlgriffe in der Baustoffwahl unzeitgemäßer sind als je und sicherlich noch weniger tragbar als im reichen Amerika. Daß die dortigen, ungleich größeren Verhältnisse Modjeski leicht eine viel längere Reihe von Belegen boten, als es in Deutschland möglich gewesen wäre, sei nicht vergessen, obschon — wie bereits betont — die Wahrheit seiner Auffassung auch bei uns nicht erst seit gestern erkannt ist.

Wie Modjeski in seinen Ausführungen sagt, wird niemand — ebensowenig wie er das tut — die hervorragende Eignung des Betons für eine große Reihe von Aufgaben des Baugewerbes verkennen, niemand wird ihm aber auch widersprechen können, wenn er davor warnt, im Ingenieurbau durch die geradezu zur Modesache gewordene kritiklose Anwendung des Eisenbetons etwa im größeren Umfang Erfahrungen zu machen, wie das z. B. beim Schiffbau oder dem erfreulicherweise noch schneller wieder begrabenen Waggonbau der Fall gewesen ist. Daß diese Gefahr besteht, ist nicht zu leugnen. Die amerikanische wie die deutsche Unfallstatistik gerade der letzten Zeit ist nicht arm an Fällen, in denen der Einsturz ganz oder fast fertiger Eisenbetonbauten neben beklagenswerten Menschenopfern empfindliche Verluste an Zeit und Geld erfordert hat. Fast noch schlimmer erscheint es, wenn heute der Eisenbeton dort verwendet wird, wo seine Unwirtschaftlichkeit und technische Bedenklichkeit erst nach Jahren auch seinen Verfechtern augenscheinlich gemacht werden kann. Hier setzt einer der Hauptvorzüge jeder Eisenkonstruktion ein: Jeder Teil derselben ist vor der Verwendung auf die Güte des Materials sorgfältig geprüft oder jedenfalls leicht prüfbar, die Spannungsermittlung ohne Schwierigkeiten, Anschlüsse und andere wichtige Punkte des fertigen Bauwerkes leicht übersehbar. Demgegenüber sei auf die Schwierigkeiten verwiesen, die dem Eisenbeton-Ingenieur allein bei der Zementprüfung auf der Baustelle dadurch erwachsen, daß die ihm unter den üblichen Verhältnissen möglichen Proben von der Zementfabrik im Falle einer Lieferungs-Beanstandung kaum oder jedenfalls kaum vorbehaltlos anerkannt werden dürften. Das Schrifttum hierzu ist ebenso reichhaltig wie lehrreich. Daß die überaus große Wichtigkeit richtiger Auswahl der Zuschlagstoffe heute gebührend gewürdigt wird, sei gern zugegeben; ob die heutige Erkenntnis schon ihren Abschluß, d. h. ihre Vollendung erreicht hat, sei dahingestellt. Sicher ist, daß eine lange Reihe von Eisenbetonbauten des Hoch- und Tiefbaus aus den letzten Jahrzehnten ohne diese Erkenntnis gebaut ist, ihre Lebensdauer also kaum die von ihren Erbauern stets behauptete unbegrenzte werden dürfte.

Aber auch nach sorgsamster Prüfung seiner Rohstoffe erfordern Aufbereitung, Verarbeitung und Nachbehandlung des Betons eine überaus große Sorgfalt und ein lückenloses Ineinandergreifen einer so großen Anzahl einzelner Arbeitsvorgänge, daß die Möglichkeit von Fehlerquellen bedenklich groß wird.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, S. 655, 667 u. 690.

Bei einer Stahlkonstruktion kommt der Baustoff auf die Baustelle, nachdem er durch das Laboratorium und durch die Werkstatt gegangen ist. Die örtliche Bauaufsicht hat wenig mehr zu tun, als die Niete und Anschlüsse zu prüfen und man erhält die absolute Gewißheit, daß das Bauwerk die rechnungsmäßigen Lasten auch sofort aufzunehmen in der Lage ist. In diesem Zusammenhang sei auf die gegen Verwendung des Baustahls stets in erster Linie vorgebrachten Hauptschlagworte der begrenzten Lebensdauer und der Rostgefahr eingegangen:

Nun, die längere Lebensdauer der Eisenbetonbauten bleibt erst zu erweisen: eine ganze Reihe heute bestehender Bauwerke dieser Art wird gleichaltrige Eisenbauten nicht überleben. Bei deutschen und amerikanischen Eisenbauwerken des Hoch- und Brückenbaues hat sich nach fünfzig und mehr Jahren bei notwendig gewordenen Umbauten das nach heutigen Anschauungen keineswegs vollwertige Material in vorzüglichem Zustande gezeigt. Die heutigen Ersatzbauten werden — wohl unbestritten — nicht durch Abnutzung und Materialfehler, sondern durch die Erhöhung der Nutzlasten, Zunahme des Verkehrs u. dergl. notwendig; Umstände, die in unserer schnell lebenden Zeit vor Jahrzehnten nicht vorausgesehen werden konnten und die für jeden vorsichtigen Fachmann ein neuer Zwang zur Wahl eines Baustoffes sein müßten, der leicht zu verstärken und im Notfall auch nach Abbruch oder Umbau noch zu verwerten ist.

Die Menai-Brücke in England hatte eine Lebensdauer von über 100 Jahren, in China gibt es Gelenk-Hängebrücken, die ohne Zweifel schon Jahrhunderte alt sind.

Dann die Rostgefahr! Gewiß, sie ist bisher ein großer Nachteil der Eisenbauten, dem durch sorgfältigen Anstrich vorgebeugt werden muß. Es erscheint nicht verfrüht, schon heute zu sagen, daß er in absehbarer Zeit nicht mehr bestehen wird, wenn man nicht-rostende Stähle zur Verfügung hat, von denen Modjeski neben Chrom-, Nickel-, Kupfer- und Silizium-Legierungen noch den bei der Harakan-Brücke in Memphis (U. S. A.) verwendeten Mayari-Stahl erwähnt.

Außerdem kann doch bei einer Eisenkonstruktion ein verrostetes Bauglied leicht ausgewechselt werden. Bei der durch Schwind- oder andere Risse hindurch von Feuchtigkeit und Gasen zerfressenen Bewehrung eines Eisenbetonbaues dürfte der entsprechende Vorgang sich wesentlich schwieriger stellen! Denn die Möglichkeiten zur Bildung solcher zunächst nicht gefährlichen, im Laufe der Zeit um so bedenklicheren Risse und Beschädigungen der Außenhaut sind bei Betonbauten nicht gering. Sie sind auch bekannt und an dieser Stelle daher nicht weiter zu behandeln. Betont sei nur die große Gefahr für den Eisenbeton bei Winterbauten, die unter großen Verhältnissen an sich und im Notfall auch in diesem Material möglich sind, durch die erforderlichen umfangreichen Schutzmaßnahmen aber kaum noch wettbewerbfähig bleiben und trotz allem eine Quelle zahlreicher Gefahren bilden. — Demgegenüber sind Eisenkonstruktionen zu jeder Jahreszeit gleich schnell und sicher zu errichten, stets in weitaus kürzerer Zeit als solche aus Eisenbeton.

Zum Arbeitszeitnotgesetz. Gewiß hat man mit dem Arbeitszeitnotgesetz das Beste gewollt, nämlich möglichst vielen Volksgenossen Arbeit und Verdienst zu schaffen. Leider entfernen sich die ihm zugrunde liegenden theoretischen Grundsätze nur vielfach allzu sehr von den Forderungen der Praxis. Auch tragen die ganz nach allgemeinen Gesichtspunkten zugeschnittenen gesetzlichen Bestimmungen Sonderverhältnissen viel zu wenig Rechnung und führen das Gegenteil von dem herbei, was gewollt ist.

Ein Beispiel hierfür bilden die Verhältnisse, wie sie sich auf den Baustellen herauszubilden drohen. Mehr und mehr zeigt sich, daß es ganz im Gegensatz zu früheren Verhältnissen Schwierigkeiten macht, Baustellenarbeiter zu erhalten, trotz der nach wie vor herrschenden Arbeitslosigkeit. Die Erklärung für diese verwunderliche Tatsache liegt darin, daß die Baustellenarbeiter in einer achtstündigen Beschäftigung keinen besonderen Anreiz mehr für eine Beschäftigung auf der Montage erblicken. Sie waren mit der früheren zehnstündigen Schicht durchaus zufrieden und leisteten sogar gern und willig darüber hinaus auch Mehrarbeit. Die nunmehr obligatorische achtstündige Arbeitszeit gewährt aber bei den bisherigen Löhnen den Arbeitern nicht mehr den nötigen Anreiz für die verhältnismäßig rauhe und den Unbilden der Witterung usw. ausgesetzte anstrengende Arbeit. Sie wollen diese Arbeit nur noch annehmen, wenn ihnen der Lohnausfall gegen die frühere zehn- und elfstündige Arbeitszeit wenigstens zum größten Teil vergütet wird. Wo dies nicht möglich ist, ziehen sie die achtstündige Arbeitszeit in den feststehenden Betrieben vor oder sind auch mit erheblich geringeren Einnahmen, dann aber auch bei leichterer und angenehmerer Arbeit zufrieden oder machen von der Erwerbslosenfürsorge Gebrauch. Hinzu kommen dann noch weitere Umstände, die die Baustellenarbeiter nur gegen entsprechenden Verdienst auf sich nehmen wollen, wie die häufige Abgelegenheit der Baustelle von Wohnstätten und Verkehr, behelfsmäßige Unterkunftsverhältnisse und letzten Endes das Gefühl, mit dem arbeitsfreien Rest des Tages nichts Besonderes anfangen zu können.

Man wird die Entwicklung dieser Verhältnisse besonders verfolgen müssen, um nach Mitteln und Wegen zur Abhilfe zu suchen, zumal in ihrem Gefolge erhebliche Verteuerungen der Montage wohl kaum zu vermeiden sein werden.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des ersten Jahrganges „Der Stahlbau" 7,50 R.-M. und Postgeld

1. Jahrgang — BERLIN, 20. April 1928 — Heft 2

Abb. 1. Friedrich-Ebert-Brücke in Mannheim. (M. A. N. Gustavsburg.)

Betrachtungen zum Wettbewerb zwischen Stahl und Eisenbeton mit besonderer Berücksichtigung des Brückenbaus.

Von Dr.-Ing. W. Weiß, München.

Wenn man an die Zeit zurückdenkt, in der die Eisenbetonbauweise aufkam, wird man sich auch erinnern, daß es ihr nicht allzu schwer gemacht wurde, Fuß zu fassen und gegenüber den älteren Bauweisen rasch an Boden zu gewinnen. Bei den Sympathien, die man der neuen Bauweise entgegenbrachte, war es nicht weiter verwunderlich, daß sie in nicht geringem Maße auch auf Bauwerke Anwendung fand, die ihrer ganzen Natur nach sich recht wenig für eine Ausführung in Eisenbeton eigneten. Im ersten Anlauf schien es beinahe, als ob es dem Eisenbeton gelingen könnte, dem Stahlbau das Feld auf nahezu allen seinen bis dahin von ihm behaupteten Gebieten mit Erfolg streitig zu machen. Im Laufe der Zeit zeigte sich aber bald deutlich, daß von einer Verdrängung des Stahl- und sogar des Holzbaus keine Rede sein konnte. Auf einer ganzen Reihe von Gebieten des Bauwesens gelang es dem Stahlbau infolge unbefriedigender Erfahrungen mit der neuen Bauweise, seine frühere Stellung wieder zu erobern. Dies gilt z. B. für den Industriebau, der in der überwiegenden Anzahl der Fälle auch heute noch den Stahlbau bevorzugt. Industriebauten sind mehr als andere Bauwerke unvorherzusehenden Veränderungen unterworfen, und dieser Umstand allein schon rechtfertigt vollkommen eine Ausführung der tragenden Teile in Stahlkonstruktion. Ohne auf deren sonstige bekannte Vorzüge einzugehen, sei nur daran erinnert, daß in den letzten Jahren infolge der Verknappung und Verteuerung des Geldes ein ganz besonderer Vorteil des Stahlbaus in verstärktem Maße hervorgetreten ist, nämlich die weit größere Schnelligkeit des Bauens. Man kann ohne weiteres sagen, daß fast überall, wo es sich darum handelt, Zinsen zu sparen und einen Bau rasch benutzen zu können, um möglichst frühzeitig von einem bestimmten Zeitpunkt ab Einnahmen zu erzielen, die Eisenbetonbauweise dem wirtschaftlicheren Stahlbau weichen muß. Es soll dabei nicht geleugnet werden, daß hinsichtlich der Beschleunigung des Bautempos von seiten bedeutender Eisenbetonfirmen beachtenswerte Erfolge erzielt wurden. Es darf aber nicht außer acht gelassen werden, daß einer erheblichen Steigerung des Bautempos beim Eisenbeton Grenzen gesetzt sind, die, um nicht eine Gefährdung des Bauwerks herbeizuführen, nicht überschritten werden dürfen. Auf Grund dieser rein wirtschaftlich-technischen Überlegung wurden in den letzten Jahren z. B. die größten Kinotheater in überraschend kurzer Zeit in Stahl ausgeführt. Es seien nur genannt die großen Kinotheater Phöbus-Palast in München und Nürnberg, die zudem noch bestätigen, daß es sehr wohl möglich ist, auch in Stahl vom architektonischen Standpunkt aus durchaus befriedigend zu bauen. Ein hervorragendes Beispiel hierfür aus jüngster Zeit ist u. a. die von der M. A. N. für die Leipziger Messe erbaute und zur Frühjahrsmesse am 4. März 1928 eröffnete große Halle 7 für die Lastwagenschau des Reichsverbandes der Automobilindustrie.[1]) Hier ist in bezug auf Schnelligkeit des Bauens sowohl wie hinsichtlich der architektonischen Wirkung eine technische Höchstleistung erzielt worden, die kaum zu übertreffen sein wird, die jedenfalls bei diesen ungewöhnlichen Abmessungen und der Kürze der Bauzeit nur mit

Abb. 2. Straßenbrücke über den Neckar bei Wimpfen. (Maschinenfabrik Eßlingen und M.A.N.)

[1]) Vergl. hierzu „Der Stahlbau" 1928, Heft 1: Hertwig, Die Messehalle Nr. 7 in Leipzig.

der Stahlbauweise erreicht werden konnte. Ähnliches gilt für eine Reihe von großen Geschäftshäusern und Fabrikbauten der letzten Zeit, bei denen letzten Endes die größere Wirtschaftlichkeit den Ausschlag gegeben hat. Im allgemeinen treten bei bedeutenderen Bauwerken die beiden Bauweisen Stahl und Eisenbeton miteinander in Wettbewerb. Je nach der Zweckbestimmung des Bauwerkes muß im einzelnen Fall besonderen Forderungen, die sich häufig aus den Raumverhältnissen ergeben, Rechnung getragen werden. So war z. B. beim Neubau des Gesundheitsamtes in Hamburg die Platzfrage in Anbetracht der sehr beengten Verhältnisse so entscheidend, daß für die Unterfangung der großen Frontlasten bei sehr geringem Platz, der eine volle Ausnutzung erforderlich machte, nur Stahl in Frage kommen konnte. Das gesamte Tragwerk des Baues im Gewichte von etwa 450 t wurde in Stahl ausgeführt.

Ein Hauptanwendungsgebiet, auf dem vornehmlich die sehr gewichtigen Vorteile der Stahlbauweise ganz besonders stark in Erscheinung treten, ist der Brückenbau. Die Anforderungen, welche im Groß-Brückenbau zu stellen sind, sind nicht selten so vielseitig, daß sie nur eine Ausführung in Stahl zulassen. Für eine geringe Bauhöhe, große frei zu haltende Hochwasser-Profile und schlechte Untergrundverhältnisse können in der Regel nur Stahltragwerke in Betracht kommen. Vielfach bedingen diese Verhältnisse die Anordnung von Tragwerken über der Fahrbahn, und die meisten Stahlbrücken zeigen diese im allgemeinen weniger dankbare Ausbildung, die ihnen in früheren Zeiten den Ruf schlechten Aussehens eingebracht haben. Anderseits ist es aber auch allgemein bekannt, daß der deutsche Stahlbrückenbau in den letzten Dezennien eine ganze Reihe vorbildlich schöner Brücken mit über der Fahrbahn liegendem Tragwerk hervorgebracht hat, die alle hier aufzuzählen nicht Gegenstand dieser Betrachtung sein kann. Zudem sind sie einer weiteren Öffentlichkeit rühmlichst bekannt.

In neuerer Zeit sind wiederholt aus Wettbewerben für große Brücken Entwürfe für Stahlausführung mit unter der Fahrbahn liegendem Tragwerk als Sieger hervorgegangen und mit gutem Recht. Denn Brücken mit nicht über der Fahrbahn sich erhebender Tragkonstruktion haben in flachen Gegenden den Vorzug, daß sie sich besonders glücklich in das Landschaftsbild einfügen und gleichzeitig ein freies Gesichtsfeld für die Abwicklung des Verkehrs bieten. Bei geschickter konstruktiver Lösung läßt sich damit der weitere Vorteil verbinden, daß der Querverkehr auf der Brücke, der bei dem stark steigenden Verkehr unserer Zeit leicht zu Unglücksfällen oder zu Verkehrshemmungen führt, unterbunden werden kann. Ein in jeder Beziehung glücklich gelöster neuzeitlicher Bau einer Stahlbrücke stellt die von der M. A. N. Gustavsburg erbaute Friedrich-Ebert-Brücke in Mannheim dar (Abb. 1). Auf dieses Bauwerk, dessen Mittelöffnung 86,56 m weit gespannt ist, näher einzugehen, erübrigt sich, nachdem es wiederholt in den Fachzeitschriften Gegenstand eingehender Betrachtungen gewesen ist. (S. hierzu Sonderdruck Karl Bernhard aus „Der Bauingenieur": Der Wettbewerb um den Entwurf der Friedrich-Ebert-Brücke über den Neckar in Mannheim.) Als eine ähnliche Brücke in schlichter einfacher Formgebung ohne jegliches Beiwerk zeigt Abb. 2 die Straßenbrücke über den Neckar mit 70,3 m weiter Mittelöffnung bei Wimpfen, ausgeführt von der Maschinenfabrik Eßlingen gemeinsam mit der M. A. N.

Abb. 3. Eisenbeton-Bogenbrücke in der Schweiz. (Ein Schulfall unglücklicher Baustoffwahl.)

In Fällen von der Art, wie sie die Abb. 1 u. 2 veranschaulichen, wo also das Tragwerk zum Teil unter, zum Teil über der Fahrbahn angeordnet ist, zeigt sich eine unbedingte Überlegenheit des Stahls insofern, als Massivbauwerke bei den gegebenen Stützweiten nicht mehr mitkommen, ohne nach der einen oder anderen Richtung gegen die baulichen Grundbedingungen zu verstoßen. Wenn aber Eisenbetontragwerke über der Fahrbahn angeordnet werden, dann wirkt das Bauwerk sicherlich nicht günstig, meistenteils aber erheblich ungünstiger als eine Ausführung in Stahl. Ein abschreckendes Beispiel dafür, zu welchen Entgleisungen es in dieser Hinsicht kommen kann, führt uns Abb. 3 vor Augen, die eine Eisenbetonbogenbrücke in der Schweiz darstellt. Es ist augenscheinlich, daß hier die dem Eisenbetonbau gesetzte Grenze überschritten ist. Das Beispiel zeigt deutlich, daß es äußerst unzweckmäßig ist, Umstände, welche der Bauweise ungünstig sind, in einer bestimmten Form meistern zu wollen. Im vorliegenden Fall geschah dies allzusehr auf Kosten der schönheitlichen Wirkung. Das Bauwerk ist aber auch ein Schulbeispiel dafür, wie die Anordnung von Bogentragwerken über der Fahrbahn bei Eisenbetonbrücken zu naturwidrigen und geradezu häßlichen Bauwerken führen kann; naturwidrig insofern, als eine Reihe von Zuggliedern, die Hängestangen und das Zugband, dem Baustoff nicht entsprechen. Zudem ist das Mißverhältnis von Stützweite und Bogenhöhe in die Augen springend. Das Bauwerk hätte in Stahl eine ungleich schönere und elegantere Lösung finden können, ohne daß dadurch das Landschaftsbild irgendwie beeinträchtigt worden wäre.

Eine beliebte Ausführungsform in Stahl stellen Brücken mit unter der Fahrbahn liegenden Tragwerken dar. Vergleicht man solche Brücken mit Massivbrücken, so wird sich, wenn nicht bei der Ausführung in Stahl ganz unglückliche Verhältnisse gewählt sind, in schönheitlicher Hinsicht kaum ein Unterschied ergeben. Man kann sogar weitergehend behaupten, daß wir in Deutschland eine ganze Reihe hervorragend schöner Stahlbrücken dieser Art aufzuweisen haben, über deren Beurteilung die Meinungen nicht geteilt sind. Als eine der schönsten Bogenbrücken mit darüberliegender Fahrbahn ist unzweifelhaft die nach einem Entwurf der M. A. N., Werk Gustavsburg, erbaute Jungbuschbrücke über den Neckar in Mannheim zu bezeichnen (Abb. 4). Diese Brücke zählt mit 113 m Stützweite und einem Pfeilverhältnis von 1 : 16,3 zu den kühnsten Bauwerken der Welt. Zu der gleichen Klasse zählt auch die von der Eisenbauanstalt Louis Eilers in Hannover erbaute Straßenbrücke über den Mittellandkanal in Hannover mit 52,82 m Stützweite (Abb. 5). Stahlbrücken dieser Bauart, d. h. mit dem Tragwerk unter der Fahrbahn, treten nicht nur überaus günstig in Erscheinung, sondern sie bieten auch — wie bereits oben erwähnt — bedeutsame technische Vorteile insofern, als sie nur geringe Bauhöhe erfordern, günstige Steigungsverhältnisse der Straßen ergeben und das Durchflußprofil in weitestgehendem Maße frei halten.

Von besonderer Bedeutung ist ferner, daß man bei Stahlbrücken ausnahmslos die Kämpfer und Auflagerteile hochwasserfrei anordnen kann. Bei Massivbrücken wird sich dieser wichtige Vorteil nur bei ganz besonders günstig gelagerten Verhältnissen erreichen lassen. Es ist schlechterdings unverständlich, warum man der letztgenannten allgemein anerkannten wichtigen Forderung im Strombrückenbau nicht auch bei größeren Wettbewerben die ihr zukommende fundamentale Bedeutung zuerkennt. Die Frage der hochwasserfreien Kämpfer und Auflagerteile, die bei der Beurteilung der einzelnen Entwürfe unbedingt mit den Ausschlag geben müßte, ist wiederholt zu einer Frage von untergeordneter Bedeutung herabgedrückt worden, und man ging verhältnismäßig leicht über sie hinweg. Und doch ist die Gefahr, die beim Eintauchen der Kämpfer von Massivbrücken in das Hochwasserprofil vorhanden ist, nicht gering. Denn die dadurch hervorgerufene Einengung des Durchflußprofils verursacht erheblichen Stau, was bei Hochwasserkatastrophen vielfach zu Unterspülungen der Fundierungen führt; ganz abgesehen davon, daß auch bei Eisgang Gefahrenzustände eintreten müssen. Neuere Beispiele für die Auswirkungen solcher Unterspülungen sind der Einsturz der Eisenbetonbrücke über den Rhein bei Tavanasa in der Schweiz am 25. September 1927 und der Einsturz der Havelbrücke bei Liebenwalde im November 1926. Erwähnt sei bei dieser Gelegenheit auch der auf gleiche Ursachen zurückzuführende, im Februar 1920 erfolgte Einsturz der im Jahre 1915 erbauten massiven Bogenbrücke über die Mosel bei Wehlen, die dann im Jahre 1925/26 durch eine Bogenbrücke in Stahlkonstruktion ersetzt wurde.

Neuerdings hat sich sogar die Gepflogenheit entwickelt, daß man auch bei Gebirgsflüssen, bei welchen Hochwassergefahr immer gegeben ist, die Kämpfer von Massivbogenbrücken unbedenklich ins Hochwasser eintauchen läßt und auch eine entsprechende Verringerung des Durchflußprofils zugesteht. Kennzeichnend hierfür ist u. a. das Ergebnis des Wettbewerbes der Friedrich-Ebert-Brücke in Mannheim. Bernhard hat in seiner schon erwähnten Besprechung besonders auf diesen Punkt hingewiesen und auch auf den Widerspruch zwischen der Entscheidung des Preisgerichtes und der von Cassinone an anderer Stelle erhobenen Forderung aufmerksam gemacht. Diese Kritik war auch Veranlassung zu einem Meinungsaustausch mit den Herren des Preisgerichtes, der im „Bauingenieur" 1925, S. 1024/25, sich vorfindet.

Auch die Donaubrücke bei Zwiefaltendorf (vergl. „Der Bauingenieur" 1927, Heft 36, S. 659) bietet einen recht kennzeichnenden Fall, in dem man sich offenbar bedenkenlos zu einer Eisenbetonbogenbrücke entschlossen hat, die ebenfalls mit ihren Kämpfern in das Hochwasser eintaucht und bei deren Gründung man recht erheblichen Schwierigkeiten begegnete. Diese Nachteile hätten sich in Zwiefaltendorf durch die Wahl

von Stahl als Baustoff ohne weiteres beheben lassen, denn hier wäre die Anordnung einer Balkenbrücke aus Stahl nach dem Muster der Friedrich-Ebert-Brücke in Mannheim oder der Hindenburg-Brücke bei Wimpfen glatt möglich gewesen. Vor allem werden heute bei den neuen deutschen hochwertigen Baustählen Lösungen möglich, welche in jedem anderen Baustoff undenkbar sind.

Ein sehr treffendes Beispiel für das zweierlei Maß, mit dem heute die konkurrierenden Bauweisen im Brückenbau gemessen werden, bietet die Ausschreibung des Wettbewerbs der Hochzoller Straßenbrücke; denn hier sind (vgl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 36, S. 498) für Stahl- und Massivbrücken schon verschiedene Ausschreibungsbedingungen zugelassen, und zwar in folgender Form:

Bezüglich der Höhenlage der neuen Straßenbrücke wurde bei Stahlüberbauten eine freie Schwimmhöhe von mindestens 1 m über dem höchstbekannten Hochwasser und hochwasserfreie Lage der Auflager verlangt. Für den Entwurf von Massivbrücken wurde zugestanden, mit den Kämpfern im Höchstfalle bis zu 2 m ins Hochwasser einzutauchen und die Fahrbahn in Brückenmitte möglichst nicht mehr als 2 m gegenüber der bestehenden Brückenfahrbahn zu heben. Als äußerstes zulässiges Maß der Brückenhebung im Scheitel wurden 3 m festgesetzt.

Abb. 4. Jungbuschbrücke über den Neckar in Mannheim. (Entwurf M. A. N. Gustavsburg.)

Abb. 5. Straßenbrücke über den Mittellandkanal in Hannover. (Louis Eilers, Hannover.)

Aus diesen Bedingungen geht hervor, daß man im Punkte Hochwasserfreihaltung der Kämpfer dem Massivbrückenbau sehr weitgehende Zugeständnisse gemacht hat, die den Wettbewerb mit den Stahlentwürfen erleichtern sollten: Die Eintauchtiefe der Kämpfer konnte bis zu 2 m betragen. Es liegt auf der Hand, daß dieses Zugeständnis für die Wettbewerbfähigkeit der Massivbauweise von ausschlaggebender Bedeutung war. Um so mehr, als durch die weitere Bemerkung „Eisenbetonkonstruktionen mit aufgehängter Fahrbahn sind unerwünscht" direkt auf besonders erwünschte Entwürfe mit über dem Tragwerk befindlicher Fahrbahn hingewiesen wurde, für die eben das obige Zugeständnis grundlegend und entscheidend war. An und für sich wird durch ein solch weites Entgegenkommen einer Bauweise gegenüber, um sie wettbewerbfähig zu machen, die Überlegenheit der anderen Bauweise am deutlichsten und einwandfreiesten dokumentiert, und man könnte mit dem Vorgehen der Behörden doch höchstens dann einig gehen, wenn die der Massivbauweise gemachten Zugeständnisse durch andere wichtige Vorteile gegenüber der Stahlbauweise ausgeglichen würden. Davon kann aber nicht die Rede sein, wenn auch zugegeben werden soll, daß verschiedene Entwürfe in Massivbauweise ingeniös und neuartig sind. Diese Gesichtspunkte beziehen sich aber lediglich auf die Bauausführung der Brücke.

Bei der Gegenüberstellung der Entwürfe in den beiden Bauweisen hat sich das Preisgericht allzusehr von architektonischen Erwägungen leiten lassen und praktischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten nicht den entsprechenden Wert beigemessen. Es kann doch im Ernst nicht bestritten werden, daß in einer Zeit zunehmenden Schnellverkehrs die Verhinderung des Querverkehrs auf einer Brücke als ein wichtiger verkehrstechnischer Vorzug anzuschlagen ist. Es muß ferner hervorgehoben werden, daß trotz den der Massivbauweise eingeräumten Zugeständnissen es ihr nicht gelungen ist, den Nachweis der größeren Wirtschaftlichkeit zu erbringen, denn der Durchschnittsangebotspreis für die Ausführung betrug bei der Massivbauweise 770 000 R.-M. und bei den Stahlausführungen 640 000 R.-M. Die Zahl der Wettbewerbsfirmen war auf beiden Seiten nahezu die gleiche: 21 auf seiten der Massiv- und 20 auf seiten der Stahlbauweise.

Der Wettbewerb zum Neubau der Hochzoller Brücke hat in den Kreisen der Stahlbaufirmen und des hinter ihnen stehenden Verbandes lebhafte Entrüstung hervorgerufen. Man ist der Auffassung, daß es nicht angeht, grundlegende Bedingungen je nach der Zulänglichkeit der Bauweisen im einzelnen Falle verschieden zu gestalten, und daß es sich mit den selbstverständlichen Forderungen in bezug auf Loyalität und Neutralität nicht vereinbaren ließe, wenn solche Beispiele Schule machen würden.

Der Fördergerüstneubau Kaiser-Wilhelm-Schacht der Hohenzollerngrube.

Von Dipl.-Ing. **P. Walter,** Oberingenieur der B. Walter Gesellschaft für Ingenieurbau m. b. H. in Gleiwitz, O.-S.

Zusammenfassung: Es werden die Gründe entwickelt, die dazu geführt haben, für das Turmgerüst Kaiser-Wilhelm-Schacht der Hohenzollerngrube die Stahlbauweise anzuwenden, die Einzelheiten des Gerüstes und nähere Angaben dazu mitgeteilt.

Im Schrifttum der letzten Jahre ist bereits mehrfach die Frage, ob für den Bau von Fördergerüsten Stahl oder Eisenbeton das gegebene Baumaterial ist, gestreift worden. Die Ausführung einzelner Gerüste in Eisenbeton (Camphausen[1]), Kleinschierstedt, Franz-Josef-Schacht, Kaiserin-Augusta-Schacht, Maurits[2]), Vereinigtfeld, Dourges, Lens, Peiting) hat wohl den Anlaß gebildet, daß heute von verschiedenen Seiten diese Bauweise als gut und vorteilhaft für den Bau von Fördergerüsten angesprochen wird. Ob und inwieweit diese Ansicht von subjektiven Gesichtspunkten beeinflußt ist, bleibe dahingestellt, jedenfalls kann es nicht richtig sein, deshalb im Eisenbeton tatsächlich den überlegenen Baustoff zu erblicken.

Betrachtet man die bis jetzt in Eisenbeton ausgeführten Fördergerüste, so fällt zunächst auf, daß erstens die meisten als Turmgerüste ausgebildet und daß zweitens nur diese Turmgerüste für verhältnismäßig hohe Belastungen, die in Eisenbeton gebauten Strebengerüste dagegen für weniger hohe Seillasten ausgeführt worden sind. Trotzdem wirken die letzteren schwerfällig und in ihrer starren Anlehnung an die Form des stählernen Strebengerüstes auch vom architektonischen Standpunkt aus gesehen wenig günstig.

Allgemein muß gesagt werden, daß für ein Strebengerüst der Eisenbeton nicht zu empfehlen ist. Ein vollkommenes Mittel, bei genügenden Querschnitten Druckkräfte zu übertragen, ist er dagegen weniger geeignet, Zugkräfte aufzunehmen. Auch bei der Aufnahme von Druckkräften und zur Erzielung der erforderlichen Knicksicherheit erfordert der Beton aber eben sehr große Querschnittsabmessungen, die bei den üblichen Grenzbeanspruchungen $\sigma_b/\sigma_e = 40/1200$ kg/cm² ein Vielfaches des Stahlquerschnitts ausmachen. Bei einem Strebengerüst treten in der Hinterstrebe (d. i. die dem Maschinenhaus zugekehrte Strebe im Gegensatz zu der dem Führungsgerüst zugekehrten Vorderstrebe) sehr hohe Druckkräfte auf: Sehr große und ungeschickt wirkende Querschnitte dieser Strebe sind beim Beton die Folge. Beim Bockgerüst können in der Vorderstrebe gleichfalls Druckkräfte auftreten, wenn die Resultierende aus den Seilzugkräften innerhalb der Streben liegt. Ungünstiger liegen dagegen die Verhältnisse, wenn die Vorderstrebe zu gleicher Zeit das Führungsgerüst bildet, wie dies bei den neueren Gerüsten der Fall ist. Da beim Entwurf nach den bergpolizeilichen Vorschriften der Belastungsfall berücksichtigt werden muß, daß der Förderkorb an die im Gerüst eingebauten Prellträger stößt, werden durch das Führungsgerüst Zugkräfte auf den

[1]) Kögler, Fördertürme und Fördergerüste in Eisenbeton, Glückauf 1921, Nr. 38, S. 901.

[2]) Kögler, Neuere Fördertürme und Fördergerüste in Eisenbeton, Glückauf 1927, Nr. 6, S. 185.

Abb. 1. Lageplan.

Schachtträger übertragen, zu deren Aufnahme der Eisenbeton ungeeignet ist. Man findet daher auch Strebengerüste in Eisenbeton stets als Bockgerüste ausgebildet, bei welchen neben dem eigentlichen, die Seilkräfte übertragenden Bock stets noch ein besonderes Führungsgerüst aus Stahl vorhanden ist, welches auf dem Schacht steht und mit dem Schachtträger fest verankert ist.

Beim Turmfördergerüst liegen die Verhältnisse ähnlich. Durch die Kräfte aus dem Seilzug, den Maschinenlasten und der Eigenlast werden nur Druckkräfte erzeugt, so daß der Eisenbeton für den Bau des Turmes als geeignet erscheint. Die aus der Windkraft erzeugten Zugkräfte werden meist durch das Eigengewicht des Turmes aufgehoben.

Daß sich bei Verwendung von Beton ebenso befriedigende architektonische Wirkungen wie mit Backstein- und Werksteinbauten erzielen lassen, ist nicht zu bestreiten. Vorausgesetzt, daß sie keine statischen oder Schwindrisse, Abblätterungen, Ausblühungen oder hervortretende Arbeitsfugen zeigen und nicht verrußen und verräuchern. Wirklich gute und schöne Betonbauten gehören aber heute noch[3]) zu den Seltenheiten. Außerdem besteht aber beim Betonbau die Gefahr, daß Wege gegangen werden, die dem Bau von Eisenbeton-Geschoßbauten entlehnt sind: Der untere Teil des Turmgerüstes wird in Säulen aufgelöst, auf denen gleich einem hochgesetzten Haus das Maschinengebäude sitzt, wie z. B. beim Förderturm des Kaiser-Franz-Josef-Schachtes. Da jedoch aus den obengenannten Gründen der Eisenbeton für das Führungsgerüst als ungeeignet angesehen werden muß, finden wir dieses auch bei allen Eisenbeton-Turmgerüsten in Stahlkonstruktion ausgeführt — also wiederum eine Kompromißlösung. Gerade dieser Umstand wirkt eigenartig und läßt die Frage auftauchen, ob tatsächlich der Eisenbeton den gegebenen Baustoff für den Bau von Gerüsten darstellt. Bei der Stahlbauweise wird sich dagegen stets eine einheitliche und auch äußerlich gut wirkende Konstruktion ergeben, wenn das statische Kräftespiel richtig erfaßt ist. Die genannte Vereinigung von Beton und Stahl spricht kaum zugunsten des ersteren. Wenn man dann noch feststellen muß, daß Aufzuggerüste, Treppen usw. ebenfalls in Stahl gebaut werden müssen, findet man, daß die innere und von ästhetischen wie konstruktiven Gesichtspunkten wünschenswerte Geschlossenheit des Aufbaues nicht gewahrt wird.

Diese Gedanken bildeten die Grundlage für die Erörterungen der Baustoffwahl, als die Verwaltung der Hohenzollerngrube der Gräflich Schaffgotsch'schen Werke G. m. b. H. in Beuthen Anfang des Jahres 1927 den Plan faßte, ihre Schachtanlage umzubauen, zu erweitern und zu modernisieren.

Die Hohenzollerngrube (Abb. 1), an der Stadtgrenze Beuthens gelegen, besitzt drei Förderschächte: Kaiser-Wilhelm-Schacht, Hohenzollernschacht und Kaiser-Friedrich-Schacht. Während die beiden letztgenannten Schächte nur ein Fördertrum enthalten, ist der erstere als Doppelförderschacht ausgebaut (Abb. 1). Der Hohenzollernschacht besitzt ein hohes Strebenfördergerüst, so daß in diesem Schacht 4 etagige Förderschalen Verwendung finden. Der Kaiser-Friedrich-Schacht dagegen hat ein altes, nur 18 m hohes Strebengerüst, und der Kaiser-Wilhelm-Schacht wies bisher ein gemauertes Gerüst von 16,5 m Höhe auf, bei welchem die Seilscheiben auf mächtigen Blechträgern ruhen. Sämtliche Förderungen haben als Antrieb Dampfmaschinen, die teilweise recht alt sind. Wenn trotz dieser als veraltet anzusprechenden Einrichtungen täglich Förderleistungen von 6000 bis 8000 t erzielt werden, so ist dies nur ein Beweis dafür, daß es bei geschickter Betriebsführung und guten Abbaumethoden möglich ist, auch aus veralteten Schachtanlagen große Förderleistungen zu erzielen.

Da jedoch die Verhältnisse der Hohenzollerngrube über Tage nach Erschließung einer neuen tieferen Abbausohle nicht mehr aufrechterhalten werden konnten und einen Umbau erforderten, entschloß sich die Verwaltung, den Kaiser-Wilhelm-Schacht nach neuzeitlichen Gesichtspunkten vollständig umzubauen und hierdurch gleichzeitig eine Leistungssteigerung zu erzielen. Aus dem Lageplan (Abb. 1) und der Aufnahme (Abb. 2) sind die örtlichen Verhältnisse vor dem Umbau zu erkennen. Die beiden Dampffördermaschinen, von denen das Maschinenhaus der östlichen Förderung im Bild zu erkennen ist, stehen im rechten Winkel zueinander. Die Separation, die — vom Beschauer aus gesehen — links vom Schacht liegt und die wegen der tiefen Lage des Grubenbahnhofes verhältnismäßig niedrig erscheint, soll nach dem Umbau des Kaiser-Wilhelm-Schachtes weiter in Betrieb bleiben, bis in einigen Jahren eine neue Separation aufgestellt sein wird.

Mit dem Entwurf zu dem Bau des neuen Fördergerüstes wurde die Firma B. Walter, Ges. für Ingenieurbau m. b. H. in Gleiwitz beauftragt, die in enger Fühlungnahme mit der Verwaltung der Grube die Pläne für das neue Fördergerüst aufgestellt und die Berechnungen für dasselbe durchgeführt hat.

Es war zunächst die Frage zu lösen, ob ein Strebengerüst angeordnet werden konnte. Allein die beschränkten örtlichen Verhältnisse hätten einen derartigen Umbau ohne Betriebsstörung nicht zugelassen, denn neben dem Kaiser-Wilhelm-Schacht muß auch die Maschine der westlichen Förderung umgebaut werden.

Mit dem Neubau des Gerüstes verbunden ist der Bau einer 74 m langen Schachtkaue, welche in großzügiger Weise angelegt wird und in der alle gesammelten Erfahrungen für den Bau von Wagenkreisläufen berücksichtigt werden sollen. Auch diese Arbeiten werden von der Firma B. Walter G. m. b. H. durchgeführt. Die architektonische Bearbeitung der gesamten Anlage erfolgt durch Architekt Dipl.-Ing. Becker, Gleiwitz.

Vor Beginn der Entwurfsarbeiten war die Entscheidung in der Frage der Baustoffwahl zu treffen. Sie erfolgte auf Grund der eingangs wiedergegebenen Erörterungen. Während für die Fundamente von vornherein nur Stampfbeton in Frage kam, bestand anderseits die Notwendigkeit, für das Führungsgerüst eine Stahlkonstruktion zu wählen, da sonst der Bedingung, den Umbau des Gerüstes ohne Betriebsunterbrechung vorzunehmen, nicht hätte entsprochen werden können.

Der endgültigen Entscheidung ging eine Besichtigung der verschiedenen Fördermaschinentypen und Fördergerüste in Eisenbeton und Stahlkonstruktion voraus. Es wurden besichtigt die Eisenbeton-Fördertürme für die Schachtanlagen Maurits der holländischen Staatsmijnen und der Kaiserin-Augusta-Schacht der Gewerkschaft Gottessegen in Lugau, von denen der erstere eine Doppelförderung enthält, ferner die Stahlkonstruktionen auf Schacht Hendrik der holländischen Staatsmijnen (Doppelförderung), Schacht Osterfeld der Gutehoffnungshütte, Schacht Minister Stein der Vereinigten Stahlwerke in Dortmund (Doppelförderung) und Gewerkschaft Deutschland in Oelsnitz. Das Ergebnis der Besichtigungsfahrt war die Ausführung des Fördergerüstes der Hohenzollerngrube in

[3]) Vergl. u. a. Schaper: Haben Brücken aus Beton die gleiche Lebensdauer wie Brücken aus Stein oder aus Beton mit Steinverkleidung? „Die Bautechnik" 1926, Heft 55, S. 840/41.

Abb. 2. Ansicht des alten Schachtgebäudes.

Stahlkonstruktion. Von den Gründen für diese Wahl sei zunächst mitgeteilt, daß der Bau des Gerüstes Maurits deshalb in Eisenbeton ausgeführt ist, weil die holländischen Staatsmijnen Kies in genügender Menge und von hervorragender Beschaffenheit ganz in der Nähe der Grube besitzen, somit die hohen Transportkosten in Fortfall kommen, und daß auch der Zement billig bezogen werden konnte. Für die Stahllieferung kam jedoch nur das Ausland in Frage, so daß hier die Fracht- und Zollkosten eine Verteuerung der Lieferung verursachten. Auch war genügend Raum vorhanden, um die mächtigen Fundamente und Stützen ausführen zu können, es herrschten mit einem Wort Verhältnisse, die einen solchen Entschluß immerhin rechtfertigen konnten.

Wenn als besonderer Vorzug des Gerüstes Maurits erwähnt wird, daß das Eisenbetongerüst sehr ruhig steht, ist das in der Hauptsache bedingt durch die sehr starken Querschnitte der Stützen und die Dreipunktlagerung des Turmes. Es sei aber darauf hingewiesen, daß das Bauwerk zunächst — wie der vorerwähnte Turm Hendrik — auch auf vier Beinen gestanden und im Betrieb starke Schwankungen aufgewiesen hat, die erst nach dem Ersetzen von zwei Stützen durch eine, d. h. durch die sogenannte Dreipunktlagerung, nachließen.

Wie Abb. 1 zeigt, sind auf der Hohenzollerngrube die örtlichen Verhältnisse am Kaiser-Wilhelm-Schacht sehr beschränkt. Die Ausmaße für die Schachtkaue waren gegeben durch den in der Schachtkaue einzubauenden Wagenkreislauf. Anderseits bestand der gemauerte Turm des Kaiser-Wilhelm-Schachtes, durch den die Aufstellung des neuen Gerüstes nicht behindert werden durfte. Da zwei Gerüststützen zwischen dem Maschinenhaus des Hohenzollernschachtes und dem gemauerten Förderturm aufgestellt werden müßten, hätten Eisenbetonstützen zuviel Raum beansprucht und zu große Fundamente erfordert, für welche der erforderliche Raum kaum zu schaffen gewesen wäre.

Was die Standfestigkeit des Turmes Minister Stein anlangt, so wurde bei der Besichtigungsfahrt festgestellt, daß das Gerüst nur geringe Schwankungen aufweist, welche durch die geringe Aussteifung in den Längswänden in Höhe der Schachtkaue bedingt sein dürften.

Überschlägige Kostengegenüberstellungen ergaben ferner, daß man bei dem Gerüst der Hohenzollerngrube mit der Verwendung des Eisenbetons nicht günstiger gefahren sein würde als bei Wahl der Stahlkonstruktion. Ferner hätte die erstere erhebliche Einrüstungsarbeiten erfordert, welche unter Berücksichtigung der Aufrechterhaltung des Betriebes nur schwer und mit großen Kosten hätten ausgeführt werden können. Bei allen anderen Eisenbeton-Turmgerüsten ist die Aufstellung zu einer Zeit erfolgt, wo von einem Förderbetrieb mit ähnlich hoher Leistung wie auf der Hohenzollerngrube noch nicht gesprochen werden konnte.

Die beiden alten Förderungen (West- und Ostförderung) bleiben nach dem Bauplan der Hohenzollerngrube so lange bestehen, bis der Turm aufgestellt und die neue elektrische Fördermaschine für die westliche Förderung eingebaut und in Betrieb genommen ist. Auf diese Weise wird jegliche Betriebsunterbrechung vermieden, da das Umlegen eines Seiles während einer Feierschicht erfolgt. Obgleich der Turm für eine Doppelförderung gebaut wird, soll doch die östliche Förderung noch eine Zeitlang in der alten Art beibehalten werden, bis auch diese Fördermaschine durch eine elektrische Maschine ersetzt wird. Zu diesem Zweck müssen provisorische Einrichtungen im und am Turm getroffen werden, um die Weiterbenutzung der östlichen Fördermaschine zu ermöglichen. Gerade diese Bedingung erfordert besondere Vorkehrungen, Auswechslung von Trägern usw., die in Stahl schnell durchgeführt werden können, die sich aber beim Beton schwer ermöglichen lassen.

Abb. 3. Schnitt durch das Fördergerüst, Ostseite.

Abb. 4. Schnitt durch das Fördergerüst, Südseite.

Damit ist ein weiterer Punkt gestreift, welcher mitbestimmend ist für die Wahl des Stahls bei Fördergerüsten wie allen Industriebauten überhaupt: Der Stahl läßt auch späterhin jede Verstärkung oder Auswechslung von Trägern zu; der Eisenbeton ist hierzu ungeeignet. Wenn behauptet wird, daß ein Fördergerüst nicht schon von vornherein in dem Gedanken gebaut wird, Umänderung daran in absehbarer Zeit vorzunehmen, so muß darauf hingewiesen werden, daß man heute recht viele Fördergerüste umbaut, die 20 und mehr Jahre im Betrieb und noch durchaus gut erhalten sind, aber den Anforderungen der neuen Belastungsvorschriften nicht mehr entsprechen.

Bei der Stahlkonstruktion ist es leicht, die äußeren Kraftwirkungen in klarer und eindeutiger Weise durch die Konstruktionsglieder auf die Fundamente weiterzuleiten. Trägerkonstruktionen sind leicht zu berechnen, ohne daß zu befürchten ist, daß durch das Nichterfassen oder unrichtige Festlegen von Schwingungen, Wärmeschwankungen usw. Zusatzbeanspruchungen auftreten, die die Konstruktion ernstlich gefährden können. Die Stahlkonstruktion kann vor ihrem Einbau in einwandfreier Weise in der Werkstatt untersucht und auf ihre Tragfähigkeit hin durch Prüfung der Anschlüsse leicht geprüft werden. Bei der Eisenbetonkonstruktion, bei welcher die Verbundwirkung der gesamten Konstruktion von Anfang an genau erfaßt sein muß, ist die Ausführung eine reine Vertrauenssache. Sie ist von örtlichen Bedingungen abhängig und Zufälligkeiten besonders

Abb. 5. Schnitt durch den Förderturm, Südseite.

Abb. 6. Schnitt durch den Förderturm, Ostseite.

stark unterworfen. Daß Schwindrisse beim Beton auftreten, ist bekannt und muß in Kauf genommen werden. Diese Risse können wohl ohne Nachteil für ein Eisenbetonbauwerk sein, das keinen häufig wechselnden Belastungen unterworfen ist, sie dürften sich aber im Laufe der Zeit sehr unangenehm bemerkbar machen, wenn es sich um ein Gerüst handelt, das den dauernden Vibrationen der Fördermaschine ausgesetzt ist. Schließlich ist auch der Belastungsfall zu untersuchen, daß die Förderschale gegen die Fangträger im Gerüst stößt und Kräfte erzeugt, die der natürlichen Kraftwirkung entgegen laufen. Das Auftreten derartiger negativer Kräfte mit der hinzutretenden Stoßkraft wirkt gerade auf Eisenbetonkonstruktionen wegen ihrer geringen Elastizität besonders ungünstig.

Es ist bei den Erörterungen über die zu wählende Bauweise auch in Betracht gezogen worden, inwieweit die Eisenbetonkonstruktion besser den Witterungseinflüssen widerstehen kann als eine Stahlkonstruktion, für welche immerhin die Rostgefahr besteht. Im vorliegenden Fall wird dieser Gefahr jedoch dadurch begegnet, daß man den Trum nach außen hin durch Mauerwerk verkleidet und die Innenseite der Konstruktion durch einen Anstrich schützt, welcher leicht zu unterhalten ist. Ein weiterer Grund für die Wahl von Stahl war der, daß die Ausführung von Beton von der Witterung abhängig ist und daß dadurch leicht eine Verzögerung der Fertigstellung in Kauf zu nehmen war.

Die Gesamtbauzeit bei Anwendung von Eisenbeton hätte die für die Aufstellung des Gerüstes an Ort und Stelle erforderliche Montagezeit jedenfalls übertroffen, die Unbequemlichkeiten für den bestehenden Betrieb mithin verlängert. Also auch in dieser Richtung lag der Vorteil auf seiten eines Stahlbaues.

Unter Würdigung sämtlicher Faktoren erfolgte im Laufe des Jahres 1927 die Durcharbeitung und Festlegung des Gerüstes als Stahlkonstruktion

in allen Einzelheiten. In Abb. 3 bis 6 sind Schnitte des Gerüstes wiedergegeben. Die Entfernung der Pfosten ist 12,0 bezw. 22,5 m. Die Gesamthöhe des Gerüstes ist 56,9 m über Rasensohle oder 63,7 m über dem Grubenbahnhof. Das Fördermaschinenhaus besitzt eine Länge von rd. 31,0 m. In dem Gerüst sind außer dem Maschinenhaus zwei Bühnen angelegt, von denen die 30,5 m-Bühne als Seilscheibenbühne dient, während die darunterliegende Bühne zur Aufnahme der Kabelwinde und der erforderlichen Hilfsapparate vorgesehen ist. Die Treibscheiben und Motoren ruhen auf Fachwerkträgern, welche einerseits auf der Giebelwand und anderseits auf einem Fachwerkquerträger in Turmmitte aufgelagert sind. Dieser Träger ist so ausgebildet, daß die elastischen Schwingungen in den Trägern unter den Treibscheiben einander nicht berühren. Durch zwei mächtige 10 m hohe Längsträger werden die Kräfte aus den Bühnenlasten auf die Eckpfosten übertragen.

Für das Maschinenhaus sind Rahmenkonstruktionen verwendet (Abb. 6), um keine zu große Bauhöhe für den Gerüstaufbau zu erhalten und trotzdem eine gute architektonische Wirkung zu erzielen. Ein Laufkran von 30 t Tragfähigkeit dient zur Montage der Fördermaschine und zum Hochziehen der Kabeltrommeln.

Der Mittelbau des Turmgerüstes ist erhöht. Die 50,5 m-Bühne dient als Abstellraum.

Das Führungsgerüst ist an die 25,3 m-Bühne angehängt. In der Höhe dieser Bühne befinden sich auch die Fangträger und Fangpratzen, welche somit leicht zu kontrollieren sind. Die Abmessungen des Führungsgerüstes ermöglichen seinen Einbau ohne jede Betriebsstörung; es wird von oben nach unten gebaut und belastet daher die Schachtträger nicht.

Auf der 30,5 m-Bühne werden vorerst noch die zwei behelfsmäßigen Seilscheiben für die östliche Förderung aufgestellt, bis die neue elektrische Maschine im Turm eingebaut sein wird. Zunächst werden die Förderwagen von der 4,46- und 6,06 m-Bühne abgezogen. Sobald später die neue Separation aufgestellt sein wird, soll von der 6,06- und 10,66 m-Bühne abgezogen werden. Von dieser Bühne aus gerechnet, besitzt das Gerüst entsprechend den Vorschriften eine freie Übertreibehöhe von 10 m.

Das Führungsgerüst wird noch rd. 9 m unter die Rasensohle geführt, damit die Möglichkeit zum Einhängen von 4-etagigen Förderschalen gegeben ist. Ein besonderer Kran soll das Auswechseln von Förderschalen in kurzer Zeit ermöglichen.

Das Turmgerüst (Abb. 5 u. 6) ist in der Hauptsache als Fachwerkkonstruktion ausgebildet. Nur der untere, 16 m hohe Teil der Längsseite ist in Rücksicht auf die anschließende Schachtkaue als Portalrahmen ausgebildet worden. Auf Grund der Erfahrungen mit dem Turmgerüst Maurits sind die beiden Pfosten auf der Westseite des Gerüstes in Höhe des Fundamentes zusammengezogen worden und stehen auf einem gemeinsamen Fundament. Infolge der großen Belastung dieses Fundamentes und infolge des kleinen zur Verfügung stehenden Raumes wurde dasselbe auf Pfähle (System Wolfsholz) gesetzt. Die beiden östlichen Fundamente wurden dagegen in reinem Stampfbeton ausgeführt.

Würde das neue Turmgerüst in Eisenbeton gebaut worden sein, so hätten die Fundamente annähernd die doppelte Auflast zu tragen gehabt. Obgleich hierfür eine Berechnung nicht aufgestellt worden ist, so lassen die Belastungen des Turmgerüstes Maurits gewisse Rückschlüsse auf den Vergleich der Belastung der Fundamente bei der Eisenbeton- und Stahlbauweise zu. Man vergleiche dazu die strichpunktierten Linien im Lageplan (Abb. 1), wo die Umrisse *B* und *B'* die Größe der einseitig oder nach beiden Richtungen hin verbreiterten Fundamente eines etwaigen Eisenbetonbaues veranschaulichen, die mit den benachbarten Anlagen in schwersten Konflikt kämen. Die dabei in jedem Fall erforderlichen weitgehenden Unterfangungen im Betrieb zu erhaltender Förder- und Maschinengebäude wären technisch kaum durchführbar und jedenfalls ganz unwirtschaftlich geworden.

Abb. 7. Ansicht des neuen Förderturms mit Maschinenhaus und Schachtkaue.

Das Fördergerüst, das von der Firma Schüchtermann & Kremer-Baum A.-G., Herne, gebaut wird, befindet sich augenblicklich in der Montage und dürfte im Laufe des Frühjahres fertiggestellt sein. Wie bereits gesagt, wird das Gerüst nach außen hin mit Mauerwerk umgeben, so daß die Stahlkonstruktion in der Hauptsache nicht sichtbar ist. Nur einzelne senkrecht stehende stählerne Stiele an den Fenstern wahren den Charakter der Konstruktion, bei deren architektonischer Durchbildung danach gestrebt wurde, die senkrechten Linien besonders stark zu betonen und das Hochstrebende des Turmes kräftig zu unterstreichen (vergl. Abb. 7). Der Mittelbau des Maschinenhauses ist hochgeführt worden, um die seitlich auskragenden Maschinenhausanbauten unbetont zu lassen. Für die Ausmauerung wird Klinkermauerwerk verwendet, das durch Friese zur Erzielung einer guten Bildwirkung unterbrochen wird. Die vorgesetzten Erker an dem unteren Teil der Giebelmauer sollen die Wirkung des aufstehenden Gerüstschaftes kräftig unterstreichen. Die anschließende Schachtkaue, welche fast symmetrisch zu dem Gerüst sitzt, weist im Gegensatz zum Turmschaft die horizontale Gliederung auf. Sie ist im Verhältnis zu diesem niedrig, und es erschien daher geboten, hier die horizontale Linie zu betonen. Durchgehende Fensterfriese und Dachgesimse unterstreichen die gewünschte Wirkung.

Wie oben gesagt, muß der Neubau des Turmgerüstes so vor sich gehen, daß der bestehende Betrieb in keiner Weise gestört wird. Diese Bedingung ist maßgebend für die Aufstellung des neuen Gerüstes. Zunächst ist der Kopf des alten gemauerten Förderturmes so weit abgebaut worden, daß die vorhandenen Seilscheibenträger der jetzt bestehenden beiden Förderungen frei liegen. Die beiden seitlichen Fachwerkportale werden zunächst aufgestellt und durch die beiden in der Längswand liegenden Portalrahmen miteinander verbunden. Diese Rahmen sind so stark dimensioniert, daß an ihnen die vorhandenen Seilscheibenträger des alten Gerüstes angehängt werden können. Man will zwar den gemauerten Turm solange als möglich bestehen lassen, hat sich aber durch die Überdimensionierung des Portalrahmens freie Hand gelassen, den gemauerten Turm jederzeit abbrechen zu können. Sobald der erste Bauabschnitt (bis zur Höhe 16 m) fertiggestellt ist, wird der eigentliche Turmschaft aufgestellt, welcher aus Fachwerkkonstruktion in den Längswänden besteht. Da auf der Westseite des Schachtes ein freier Platz vorhanden ist, auf welchem die einzelnen Konstruktionsglieder niedergelegt werden können, ist es möglich, den Turmschaft und den Gerüstaufbau aufzustellen, ohne daß der bestehende Betrieb gehindert wird. Die Montage der westlichen Maschine beginnt in dem Augenblick, wo die Rahmen des Maschinenhauses aufgestellt sind. Die einzelnen Bühnen werden in dem Maße eingebaut, als der Turmschaft hochgeführt wird. Auf der 30,5-m-Bühne werden die Seilscheiben für die östliche Förderung auf besonderen Seilscheibenböcken aufgestellt. Während einer Feierschicht soll dann das Umlegen des Förderseiles vorgenommen werden. Sobald dies geschehen ist, können die vorhandenen alten Seilscheibenträger ausgebaut werden. Die alte westliche Förderung bleibt so lange bestehen, bis die neue Fördermaschine dieser Förderung fertiggestellt ist und dem Betrieb übergeben wird. Auch hier erfolgt das Umlegen des Seiles während einer schichtfreien Zeit. Der Einbau des Führungsgerüstes darf gleichfalls den Betrieb nicht stören. Dies wird dadurch erreicht, daß das Gerüst von oben nach unten gebaut wird. Das Führungsgerüst hängt an der 25,3 m-Bühne. In dem Maße, als das neue Gerüst nach unten gebaut wird, wird das alte Führungsgerüst, welches auf Schachtträgern steht, abmontiert.

Das Turmgerüst Kaiser-Wilhelm-Schacht wird nach seiner Fertigstellung und Inbetriebnahme ein mächtiges Stahlbauwerk darstellen, das neben den Hochbauten der letzten Jahre wohl bestehen kann. Im besonderen wird dieser Turm ein Beispiel für die Überlegenheit des Stahles auch für dieses Gebiet des Industriebaues bilden.

Erweiterung der Straßenbrücke über die Norderelbe in Hamburg.

Von Dr.=Ing. **Hoening,** Oberingenieur der Gesellschaft Harkort, Duisburg.

Dem Reisenden, der von Westen oder Süden her in das Gebiet der Stadt Hamburg einfährt, bietet sich als erster, nachhaltiger Eindruck das Bild der großen Strombrücken dar, die oberhalb des eigentlichen Hafengebiets die von zahlreichen Schiffen belebte Norderelbe überspannen und mit ihren sich hebenden und senkenden Eisenmassen gleichsam ein Abbild des unablässig bewegten Stromes und ein Sinnbild des auf und nieder wogenden Verkehrs der Welt- und Handelsmetropole darstellen. Leider droht die bauliche Entwicklung die mit dem Bilde der Stadt Hamburg seit Jahrzehnten verwachsenen Formen der Lohseträger, der Schöpfungen des bekannten und verdienten Baurates Lohse, die in den Jahren 1873 bis 1887 vollendet wurden, zu verdrängen. An Stelle der aus gleichartigen Zug- und Druckbogen zusammengefügten Trägernetze, die in der Wiederholung der drei Öffnungen die sich wellenartig hebenden und senkenden Gurtlinien stark hervortreten lassen, hat die Reichsbahn bei den durch den wachsenden Verkehr notwendig gewordenen Umbauten die dem heutigen Empfinden vielleicht mehr entsprechende Form des einfachen Zweigelenkbogens mit gestrecktem Zugband unter der Fahrbahn verwendet. Aber restlos befriedigen kann diese fast zum Schema gewordene Brückenform, die sich nur in den äußeren Umrissen dem alten Trägernetz anpaßt, nicht. Es war daher zu begrüßen, daß der Staat Hamburg bei der Erweiterung der oberhalb der Eisenbahnbrücken liegenden Straßenbrücke den Entschluß faßte, die alte mit dem Stadtbild verwachsene Form des Lohseträgers beizubehalten. Aber es würde nicht der fortschrittlichen Entwicklung des deutschen Brückenbaues entsprochen haben, hätte man die alten Formen ohne Änderung und ohne Verwertung der seit den 70er und 80er Jahren des vorigen Jahrhunderts gemachten Erfahrungen in baulicher, statischer und ästhetischer Hinsicht wiederholt. Bereits bei der Ausschreibung des Neubaues durch die Baudeputation des Hamburgischen Staates zeigte sich das Bestreben, das Trägernetz zu vereinfachen und unter Verminderung der Zahl der Hängepfosten die sich kreuzenden Ausfachungen durch einfache Strebenzüge zu ersetzen. Die Gesellschaft Harkort in Duisburg, die bereits im Jahre 1887 die bestehende Straßenbrücke nach den Plänen Lohses und Gleims erbaut hatte, kam diesem Bestreben zur Vereinfachung des Trägernetzes entgegen, ging aber in ihren Vorschlägen erheblich über die von der Baudeputation gegebene Anregung hinaus. Der bei den Verhandlungen mit der Baudeputation vorgelegte Entwurf sieht an Stelle der fachwerkartigen Bogen sowohl für den Druck- wie für den Zugbogen vollwandige Trägerformen vor, unter entsprechender Einschränkung der beim Fachwerkträger vorhandenen Höhenmaße der Bogenwände, aber unter Beibehaltung der äußeren Pfeilhöhen des sich hebenden und senkenden Bogenträgernetzes.

Abb. 1. Darstellung der neuen Vollwandträger vor der alten Fachwerkbrücke.

Der Entwurf fand die volle Anerkennung der ausschreibenden Behörde und deren architektonischer Berater, so daß im Spätherbst 1927 die Gesellschaft Harkort mit den Bauarbeiten beginnen konnte.

Für den, der die Verkehrsverhältnisse in Hamburg kennt, bedarf die Notwendigkeit dieser Erweiterung kaum einer Begründung. Es gibt wohl nirgendwo in unseren Großstädten einen Verkehrsengpaß, der den Straßenverkehr so drosselt und verzögert, wie dies in den Zeiten des Hauptverkehrs bei der Elbebrücke der Fall ist. Die vorhandene Brücke umfaßt allerdings annähernd drei Wagenbreiten, doch ist, um einen geordneten Verkehr überhaupt durchführen zu können, sowohl auf der Brücke wie auf den anschließenden Rampen jede Überholung von Fahrzeugen ausgeschlossen. In ununterbrochenen Reihen zieht sich der Verkehrsstrom schwerfällig über die Brücke, und auch die Eröffnung der im Freihafengebiet unterhalb der Eisenbahnbrücke gelegenen neuen Straßenbrücke in den Nachkriegsjahren konnte bei dem ständig wachsenden Kraftwagen-, Fuhrwerks- und Straßenbahnverkehr keine dauernde Entlastung bringen.

Beim Bau der bestehenden Brücke hatte man bereits in vorausschauender Weise die jetzt zur Ausführung kommende Erweiterung durch entsprechende Bemessung der Pfeiler und Widerlager vorbereitet. Nach Ausführung der neuen Überbauten auf der stromaufwärts gelegenen Brückenseite werden also zwei getrennte Fahrbahnen zur Verfügung stehen, so daß der Verkehr nach beiden Richtungen getrennt und damit eine größere Übersichtlichkeit herbeigeführt werden kann. Obwohl durch die vorhandenen Pfeilerabmessungen die Breite der Brücke bereits festgelegt war, ging das Bestreben dahin, durch möglichste Ausnutzung des zur Verfügung stehenden Raumes die neuen Überbauten dreispurig auszuführen. Während die bestehenden Brücken einen Mittenabstand der Hauptträger von 8,3 m bei 7,0 m Fahrbahnbreite haben, gelang es bei den neuen Überbauten durch geschickte Ausnutzung der Pfeiler und Widerlager, den Abstand auf 9,36 m und die Fahrbahnbreite auf 7,6 m zu vergrößern. Außerdem wurde durch besonders weit ausladende Konsole auf der Oberstromseite neben dem Fußweg von 3,0 m Breite ein Radfahrweg von 1,5 m lichter Weite geschaffen. Die bisher vorhandenen Fußwege von 2,0 m Breite konnten fast in der ganzen Breite für den Verkehr erhalten werden.

Einen besonderen Vorteil bot die Wahl des vollwandigen Trägersystems insofern, als es durch die Einschränkung der Höhe der vollwandigen Bogen möglich wurde, den unteren Scheitel des Zugbogens, der bei der bestehenden Brücke bis zur Fahrbahn hinabreicht, so weit zu heben, daß auch in den mittleren Teilen der Öffnungen noch ein freier Durchblick und die Möglichkeit eines Querverkehrs zwischen Fahrbahn

Abb. 2. Ansicht und Grundriß.

Abb. 3. Einzelheiten der Trägerausbildung.

Abb. 4. Querträger.

und Fußweg gegeben war. Die Wandhöhe der Bogen, die bei der alten Brücke 3,6 m betrug, wurde bei dem neuen vollwandigen System auf 2,5 m vermindert. Wie die Abb. 1 u. 2 erkennen lassen, wirkt die Fläche der Bogenwandungen nicht nur für sich, sondern auch im Verein mit dem Gitterwerk der alten Brücke besser als ein zweiter Fachwerkträger, da er das unruhige Stabgewirr durch die vorgelagerte breite Fläche der Bogen verdeckt.

Wenn man bisher gegen die Wiederverwendung des Lohseträgers besonders die hochgradige statische Unbestimmtheit des Systems geltend gemacht hatte, so ließ die Berechnung der neuen Brücke, die zuerst angenähert und dann nachträglich unter Berücksichtigung aller statisch unbestimmten Größen durchgeführt wurde, erkennen, daß die statische Wirkung sich nicht sehr erheblich von der eines normalen Bogenträgers unterscheidet. An Stelle der bei der alten Brücke in jeder Öffnung vorhandenen 25 Hängestäbe wurden unter Verdopplung der Feldweiten bei der neuen Brücke 13 Pfosten vorgesehen, deren zwischen den Bogen liegende Teile je eine statische Unbestimmtheit zur Folge haben, so daß einschließlich der dreifachen statischen Unbestimmtheit des vollwandigen Rahmensystems das Netz sich als 16 fach statisch unbestimmt ergab. Für die Vorberechnung konnten zunächst die als statisch unbestimmte Größen eingeführten Einspannungsmomente der Bogen an den Auflagern dadurch beseitigt werden, daß die Querschnittsbemessung für Zug- und Druckbogen möglichst symmetrisch in bezug auf die Mittelachse ausgeführt wurde, wobei sich unter Vernachlässigung der in den Hängestäben auftretenden Längenänderungen diese Eckmomente für jede Laststellung zu 0 ergeben mußten. Die nachträglich eingeführten Längenänderungen der Zwischenglieder beeinflußten diese Einspannungsmomente nicht wesentlich, dagegen ließ die genaue Berechnung erkennen, daß die Wirkung einer Einzellast im Querträgeranschluß sich nicht, wie beim System mit unelastischen Zwischenpfosten, nur auf einen dieser Verbindungsstäbe erstreckt, sondern sich auf einen Bereich von mehreren Feldern verteilt. Obwohl die Einflußlinien dieser Zwischenstäbe auch negative Anteilflächen zeigten, waren diese doch von so untergeordneter Bedeutung, daß die ständige Last der Fahrbahn stets überwog, so daß Druckkräfte in den Verbindungsstäben tatsächlich nicht auftreten. Genauere Angaben über die statische Berechnung bleiben einer späteren Veröffentlichung vorbehalten.

Der Baustoff für die Hauptträger sowohl wie für die hochbeanspruchten Teile der Fahrbahn ist Si-Stahl. Dabei mußte, um die Stehblechstärken diesem Baustoff anzupassen, besonders in den Druckbogen die Knicksicherheit der Bleche eingehend untersucht werden, und es ergab sich die Notwendigkeit, die Stehblechbreiten durch vergitterte Zwischenschotte, die besonders in der Längsrichtung angeordnet wurden, weitgehend zu unterteilen. Der baulich interessanteste Teil der Konstruktion, die Ausbildung der Eckverbindung beim Zusammenschluß von Zug- und Druckbogen, ist in Abb. 3 dargestellt und bedarf wohl keiner weiteren Erläuterung.

Bei der Ausbildung der Fahrbahn ergaben sich gewisse Schwierigkeiten infolge der außerordentlich geringen Bauhöhe für die Quer- und Längsträger sowohl wie für das Fußwegkonsol und infolge der weitgehenden Anforderungen der auftraggebenden Behörde hinsichtlich der Durchführung von Kabeln und Rohrleitungen. Der in Abb. 4 dargestellte Querträger läßt erkennen, wie sehr die Ausbildung durch die erforderlichen Durchbrechungen der Trägerwandungen erschwert wurde. Da die Abdeckung der Fahrbahn durch Tonnenbleche und Buckelplatten erfolgte, konnte von der Anordnung eines besonderen Windverbandes unter der Fahrbahn Abstand genommen werden. Dafür aber ergab sich die Notwendigkeit, für die als Windverband wirkende starre Fahrbahntafel ausreichend bemessene Gurtungen zu schaffen. Zu diesem Zwecke wurden die Fahrbahnrandträger bei den Anschlüssen an die Querträger derart überlascht, daß an jeder Stelle der für die rechnungsmäßig sich ergebenden Windspannungen erforderliche Querschnitt zur Verfügung steht.

Während bei der bestehenden Brücke die Auflager aller drei Überbauten sich unmittelbar unter den Bogenköpfen befinden und über den Zwischenpfeilern von besonderen stählernen Portalpfeilern getragen werden, sind bei den neuen Überbauten die Auflager auf den Zwischenpfeilern unter die Fahrbahn gelegt, so daß die Brückenportale an dieser Stelle wie üblich durch die Endpfosten und die dazwischen eingebauten Portalriegel gebildet werden. Nur an den Widerlagern mußte mit Rücksicht auf die hier stehenden gemauerten Portale, die in der bestehenden oder in ähnlicher Form erhalten bleiben sollen, die Auflagerung ebenso wie bei der bestehenden Brücke unter den Bogenköpfen erfolgen. Für die durch die Fahrbahntafel übertragenen wagerechten Kräfte wurden an dieser Stelle besondere Windlager unter der Fahrbahn vorgesehen. Der obere Windverband ist aus Fachwerk mit Rautenverspannung und vollwandigen Streben gebildet.

Die Berechnung der Tragkonstruktion wurde im wesentlichen entsprechend den DIN, und zwar für die Klasse I vorgenommen. Als Zusatzbedingung wurde gefordert, daß die Fahrbahn von einem besonders schweren Lastwagen befahren werden kann, wofür indessen eine erhöhte Beanspruchung als zulässig erachtet wurde.

Abb. 5. Träger-Montage im Peutehafen.

Auf Wunsch und Anregung der Baudeputation erfolgt die Aufstellung der Brücke nicht unmittelbar auf den Pfeilern, sondern in dem etwas stromauf am linken Ufer der Norderelbe gelegenen Peutehafen, auf besonderer Rüstung. Von hier sollen die Überbauten demnächst unter Verwendung schwimmender Rüstungen, nachdem die Pfeilerköpfe durch Einbau der Auflagersteine vorbereitet sind, eingefahren werden. Es ist vorgesehen, daß das Einfahren aller drei Öffnungen in möglichst kurzen Zwischenräumen während der Sommermonate 1928 erfolgen soll. Abb. 5 zeigt den gegenwärtigen Zustand des Baues im Peutehafen, wo der erste Überbau seiner Vollendung entgegengeht, und läßt die vorteilhafte, ruhige Wirkung des vollwandigen Bogensystems bereits deutlich erkennen.

Erweiterungsbauten der Eisenhütte Holstein in Rendsburg.

Von Ingenieur **Karl Maul**, Geschäftsführer der Carl Spaeter G. m. b. H., Hamburg.

Zu Beginn des Jahres 1924, nachdem die Wirrungen der Inflation vorüber und wieder annähernd normale Verhältnisse eingetreten waren, entschloß sich die Eisenhütte Holstein zur Erweiterung ihres bestehenden Blechwalzwerkes durch den Bau eines Form- und Stabeisen-Walzwerkes, dessen Ausdehnung in dem Lageplan (Abb. 1) ersichtlich wird, der die neuen Hallen in schraffierter Darstellung wiedergibt. Bereits im Februar 1924 erhielt die Firma Carl Spaeter in Hamburg den Auftrag zur Herstellung der erforderlichen Entwürfe und Vorarbeiten, im Anschluß an diese dann auch die Ausführung.

Von maßgebendem Einfluß auf die Ausgestaltung des Entwurfs waren die Bodenverhältnisse: Guter Baugrund war erst in 7 bis 8 m Tiefe vorhanden, mithin eine Pfahlgründung erforderlich. Als weitere Folge davon ergab sich die Notwendigkeit, Ausdehnung und Zahl der Fundamente möglichst einzuschränken und

Abb. 1. Gesamtlageplan (die neuen Hallenbauten sind schraffiert dargestellt).

Abb. 3. Querschnitt der Verladehalle.

Abb. 2. Querschnitt durch Ofen-, Walzwerk- und Generatorenhallen.

Abb. 4. Ansicht der Ofen- und neuen Walzwerkhallen.

Abb. 5. Ansicht der Verladehalle.

große Spannweiten zu wählen. Da die Hallen eine durchschnittliche Breite von 24 m erhalten sollten, wählte man auch für die Stützenentfernung dasselbe Maß von 24 m und bildete ferner die Wände so aus, daß überall — also auch bei später wünschenswerten baulichen Änderungen — bis zu 3 m hohe Tore angebracht werden konnten. Zu diesem Zweck wurden sämtliche Wände durch Gitterträger abgefangen und ihre Lasten auf die Hauptstützenfundamente übertragen.

Dadurch war zunächst bedingt, daß in einer Höhe von 3 m bei sämtlichen neuen Gebäuden ein Riegel herumlief. Da ferner unter den Kranträgern Lichtbänder vorgesehen waren und zum Zweck einer guten Entlüftung das Mauerwerk über den Kranträgern durchbrochen ausgebildet werden sollte, ergab sich zwangsläufig eine horizontale Gliederung der Neubauten, die man — wie Abb. 4 u. 5 zeigen — mit Erfolg auch bestrebt gewesen ist, nach außen hin zum Ausdruck zu bringen. Völlig vermochte der Gedanke nicht durchgeführt zu werden, da mit Rücksicht auf den Eisenbahnverkehr einige Tore höher als 3 m werden mußten, auch an verschiedenen Hallen im Hinblick auf spätere Erweiterung provisorische Fachwände den Konstruktionsgedanken mindestens in etwas durchbrechen.

Abb. 6. Ansicht der Generatorenhalle.

Nichtsdestoweniger zeigt die dargestellte Verladehalle ein recht befriedigendes Bild und liefert den Beweis, daß bei geschickter Durchbildung auch Nutzbauten in Stahlkonstruktion architektonische Wirkung mit absoluter Zweckhaftigkeit und Wirtschaftlichkeit verbinden können.

Im Gegensatz zu den Walzwerk-, Lager- und Verladehallen ist die in Abb. 2 und 6 dargestellte Generatorenhalle zufolge ihres hohen und vergleichsweise schmalen Querschnittes auch in der Ausbildung der Außenseiten bewußt vertikal gegliedert, indem man die vorgesehenen Dreigelenk Vollwandbinder sichtbar bleiben ließ. Der im Innern laufende Kran wurde dadurch betont, daß man die Hauptbinder in Höhe der Kranbahn nach außen hin vorspringen ließ, wodurch in den Längsseiten ein Gesims entstand, das auch im Mauerwerk als solches ausgebildet wurde. Rein konstruktiv hatte die Anordnung den wertvollen Vorteil der Vergrößerung des Anfahrmaßes der Kranbahn. Über dem Gesims erscheint eine Reihe kleiner Fenster, unter ihm durchbrochenes Mauerwerk.

Auch dieser Bau zeigt, wie sich auch in dem ästhetisch angeblich spröden Baustahl ein für Zweckbauten gemäßer und befriedigender äußerer Eindruck erzielen läßt. Sämtliche Bauten, von denen Lager-, Ofen- und Walzwerkhallen in Abb. 4 sowie im Hintergrunde rechts auf Abb. 5 erscheinen, sind innerhalb eines Jahres fertiggestellt. Abb. 2 und 3 zeigen die konstruktive Ausbildung der Hallen, insbesondere Binder- und Stützensystem:

Die Mittelstützen sind in der Querrichtung biegungssteif eingespannt, während in der Längsrichtung Halb- und Vollportale unter den Kranträgern angeordnet wurden. Die Außenwandstützen wurden als Pendelstützen ausgebildet. Die Kranlasten betrugen in den Walzwerkhallen 40 t, in der Verladehalle 15 und in den Lagerhallen 5 t. Die Kranträger wirken gleichzeitig als Dachträger dadurch, daß zwischen zwei Kranträgern Pendelstützen stehen, welche die Dachbinder tragen (Abb. 7). An den Außenwänden sind Dach- und Kranträger getrennt: hier tragen die — wie oben bemerkt — zur Aufnahme der Wandlasten dienenden Gitterträger gleichzeitig auch die Dachbinder, während die Kranträger lediglich die Kranlast aufnehmen. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion des neuen Walzwerkes betrug 2100 t, davon 300 t für die Generatorenhalle, 1800 t für Walzwerk-, Lager- und Verladehallen. Die Außenwände sind mit Kalksandsteinen ausgemauert; die Dacheindeckung besteht aus Leichtsteinen mit doppelter Papplage. Die Belichtung erfolgte, wie bereits gesagt ist und aus den Abbildungen hervorgeht, nicht nur durch Oberlicht, sondern auch durch die in den Außenwänden vorgesehenen Lichtbänder. Über den Walzwerkhallen sind außerdem feststehende Jalousien angeordnet.

Abb. 7. Stahlgerüst der Walzwerkhallen.

Verschiedenes.

Die Ausfuhr von Stahlbauten. Der deutsche Stahlbau hat in der Handelsbilanz mangels jeglicher Einfuhr immer einen wertvollen reinen Aktivposten dargestellt. Seine Ausfuhr ist daher für die Allgemeinwirtschaft von ganz besonderer Bedeutung. Selbstverständlich spielen diese Aufträge auch für den Industriezweig selbst bei dem viel zu knappen inländischen Arbeitsangebot eine große Rolle, leider seit Jahren nun allerdings nur insofern, als die Auslandsaufträge wohl Arbeit in die Werkstatt brachten, durch die Bank aber nur mit Verlustpreisen im scharfen Wettbewerb auf dem Weltmarkt hereingenommen werden konnten, Verluste, die notgedrungen in Kauf genommen werden müssen, um die einstigen Absatzgebiete wieder der deutschen Einfuhr zu erschließen. Eine grundlegende baldige Besserung der Preisgestaltung, die in schwachen Anfängen hier und dort auch schon mal zu erkennen ist, wäre dringend zu wünschen.

Als die wichtigsten überseeischen Ausfuhrländer des deutschen Stahlbaues sind zu nennen: Argentinien, Peru, Ägypten, Indien, Afghanistan, China, Brasilien, Chile, Britisch-Kapland, die holländischen Kolonien und die Republiken in Süd- und Mittelamerika, wie hauptsächlich: Kolumbien, Venezuela, Ecuador, Guatemala und Costarica. Auch die asiatische Türkei wäre in diesem Zusammenhang zu nennen. Nach den ehemals deutschen Kolonien besteht trotz der politischen Hemmnisse auch jetzt noch ein gewisser, wenn auch nur geringer Absatz.

Im europäischen Ausland bestehen lebhafte Ausfuhrbeziehungen mit Irland, Dänemark, Norwegen, Schweden, Finnland, Holland, der Schweiz, Spanien, Portugal und Italien, mit den letzteren Ländern nur geringeren Umfangs, hauptsächlich auf Grund der protektionistischen und zollpolitischen Maßnahmen dieser Länder.

Zu nennen sind in diesem Zusammenhahg auch die Reparationslieferungen, die freilich auch nur mehr unter dem Gesichtspunkt der gewonnenen Beschäftigung für die Werkstätten als unter dem einer Gewinnmöglichkeit von Bedeutung sind. Hier sind namentlich Lieferungen nach dem europäischen Balkan und den französischen Kolonien zu erwähnen.

Verstärkung eines Stahlfachwerkbaues unter Anwendung des Schweißverfahrens. Unter Bezugnahme auf die Ausführungen von Joseph Matte über die großen Vorzüge des Schweißverfahrens auf der letzten Herbsttagung der American Welding Society in Detroit berichtet G. Gill in Engineering News-Record vom 1. März 1928 über die neulich ausgeführten Umbau- und Wiederherstellungsarbeiten für das Neimann-Marcus-Haus in Dallas (Texas). Sie können als ein guter Beleg für die Wahrheit von Mattes Angaben gelten und seien daher im folgenden kurz beschrieben:

Das ursprüngliche, vier Stockwerke und eine Grundrißfläche von 29,26 $\times$ 30,50 m aufweisende Gebäude wurde durch einen Erweiterungsbau von gleichen Ausmaßen nach Süden zu erweitert, so daß das neue Bauwerk die ganze Baublockbreite zwischen Main- und Commerce-Street mit der Front nach Ervay-Street einnimmt. Die im Südflügel des alten Hauses gelegenen Aufzüge und Treppen mußten zufolge der neuen Grundrißeinteilung und aus Betriebsgründen in den Westteil des Neubaues verlegt werden, wie aus Abb. 1 hervorgeht. Das Stahltragwerk des alten Treppenhauses war jedoch zu schwach, um die bei der neuen Raumverteilung anfallenden Nutzlasten aufzunehmen, obschon die ursprünglich für die doppelte Stockwerkzahl berechneten Stützenquerschnitte nicht stark waren und die Lasten der beseitigten bisherigen Zwischen- (Süd-) Wand in Fortfall kamen. Es war also erforderlich, daß die Zwischenträger in Richtung A (Abb. 1) in der Mitte des Tragwerkes verlegt wurden, um die Deckenhöhe des neuen Baues derjenigen des alten anzupassen. Der Ausbau der Träger in Richtung B und ihr Ersatz durch stärkere Profile hätte sehr erhebliche Kosten und großen Zeitverlust, vor allem empfindliche Störungen des Betriebes im alten Bau bedeutet, die unter allen Umständen zu vermeiden waren.

Abb. 1. Grundriß.

Abb. 3. Alter 20" I-Träger mit aufgeschweißten Gurtplatten.

Abb. 2. Querschnitt.

Man schritt daher zur Verstärkung der letztgenannten Träger mit Hilfe der Lichtbogen-Schweißung, die sich denn auch in der Tat zu voller Zufriedenheit bewährte.

Die (in Abb. 1 u. 2 gestrichelten) A-Träger im bisherigen Fahrstuhl- und Treppenhaus wurden entfernt und neue 15" starke Bethlehem I-Träger in Fachwerkmitte unter die alte Betonplattendecke eingezogen, so daß die Unterkante der neuen Deckenbalken mit der der alten 20"-I-Träger bündig lag (Abb. 2). Alsdann wurde die alte Decke über den neuen Deckenbalken aufgeschnitten, entfernt und zwischen diesem und den alten Trägern neu betoniert. — Abb. 3 zeigt einen der durch Aufschweißen von Kopfblechen auf oberen und unteren Flansch verstärkten B-Träger. Sie erhielten während der Ausführung dieser Arbeiten eine Absteifung, die gleichzeitig dazu diente, die aufzuschweißenden Kopfplatten während dieser Arbeit in richtiger Lage zu halten.

Stromkreuzungsmaste der Friedrich-Alfred-Hütte. Im Bau hoher Maste für Überlandleitungen jeder Art wird der Stahlbau unumschränkt auch in Zukunft das Feld behaupten: So bemerkenswert und verdienstlich die Anstrengungen des Eisenbetons im Bau kleiner und mittlerer Maste sind, so ausgeschlossen ist schon aus Gründen der Montage seine Verwendung für größere Höhen, wie sie bei der Kreuzung von Flüssen und Tälern häufig die Regel sind.

Dagegen macht der Zusammenbau stählerner Maste selbst bei Höhen von 200 m, wie sie bei Funktürmen in Frage kommen, keinerlei grundsätzliche Schwierigkeiten. Von den anderen Vorzügen des Baustahls — namentlich hinsichtlich der statischen Erfassung der Konstruktion und der Gleichmäßigkeit des Werkstoffes — sei hier abgesehen.[1] Ebenso sei auf die Betonung der Selbstverständlichkeit einwandfreier Anstrichunterhaltung verzichtet, dabei jedoch bemerkt, daß die Bewehrung eines nicht in analoger Weise beaufsichtigten und unterhaltenen Eisenbetonmastes mit Sicherheit durch die unvermeidlichen Schwind- usw. Risse hindurch nicht weniger rosten muß als ein Stahlbau mit mangelhaftem Anstrich.

Unsere Abbildung zeigt eine von der Friedrich-Alfred-Hütte in Rheinhausen der Fried. Krupp A.-G. 1924 ausgeführte Flußkreuzungsanlage einer 50 000-Volt-Leitung über die Elbe bei Rogätz—Burg. Da für die Schiffahrt bei höchstem Wasserstande und unter dem tiefsten Punkt der Leitung noch eine Durchfahrthöhe von 32,70 m vorhanden sein mußte und da sich anderseits ein Durchhang der Leitung von 30 m ergab, so erreichten die beiden Hauptmaste einschließlich der Blitzseilstützen die beträchtliche Höhe von 80 m über dem Fußboden. Außer den beiden Kreuzungsmasten, deren einer im Bilde sichtbar wird, waren zwei benachbarte niedrigere Maste als Abspannmaste auszubilden. Das Gesamtgewicht ergab sich für die ersteren mit 44 t je Turm, für die letzteren zu je 4,8 t. Die Türme sind durch Leitern besteigbar, die Traversen haben Geländer und Laufstege zum Schutze beim Arbeiten in der Höhe.

Die Montage sämtlicher Maste dauerte knapp 6 Wochen.

[1]) Vergl. hierzu u. a. „Stahlbau", Heft 1, S. 12, „Baustahl und Eisenbeton im Ingenieurbau".

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des ersten Jahrganges „Der Stahlbau" 7,50 R.-M. und Postgeld

1. Jahrgang BERLIN, 4. Mai 1928 Heft 3

Eine moderne Kraftwagenhalle in Stahl 48.

Von Dipl.-Ing. **Walter Goerke**, Hamburg.

Die Ausdehnung des Verkehrs mit Autobussen neuester Bauart machte in Hamburg den Bau großer Kraftwagenhallen erforderlich. So wurde im vergangenen Jahre eine Kraftwagenhalle für etwa 120 große Autobusse von der Hamburger Hochbahn A.-G. in Auftrag gegeben, für welche die 41 m weit gespannten Zweigelenkrahmenbinder in Stahl 48 ausgeführt wurden, während man die Nebenkonstruktionen wie Pfetten, Torwand und Schürze in Stahl 37 herstellte.

Die Auswahl der Baustoffe war nach rein wirtschaftlichen Gesichtspunkten erfolgt, wobei eine gewisse Gebundenheit an die Konstruktionshöhen die Wahl beeinflußte: So war für Stahl 48 günstig, daß über bestimmte Grenzen in der Höhe des Binderquerschnitts nicht hinausgegangen werden durfte. Anderseits wollte man bei den 15 m weit gestützten Pfetten wegen der Durchbiegung ein möglichst großes Trägheitsmoment erreichen, ohne die Pfetten überdimensionieren zu müssen; ein Gesichtspunkt, der für die Pfetten Stahl 37 bevorzugen ließ.

Da Hamburg zurzeit für die Verwendung von Stahl 48 noch keine gesetzlichen Vorschriften hat, wurde mit der Hamburger Baupolizei vereinbart, daß der Ausführung für Stahl 48 der Erlaß des preußischen Ministeriums vom 25. Februar 1925 betr. Bestimmungen über zulässige Beanspruchung und Berechnung von Konstruktionsteilen aus Flußstahl und hochwertigem Baustahl usw. zugrunde gelegt werden sollte. Die Verwendung von Stahl 37 erfolgte gemäß der Bekanntmachung des Hamburger Senats vom 1. August 1917 betr. Grundsätze für die Prüfung von Bauvorhaben durch die Baupolizeibehörde.

Abb. 1. Grundriß.

Die Halle ist 43 m breit und 132 m lang (Abb. 1 u. 2). Die Binder überspannen die volle Breite und sind in 15 m Abstand angeordnet. Die vordere Giebelwand ist als Torwand ausgebildet. Das Dach geht etwa 9,5 m über die Torwand hinaus und wird durch eine Schürze abgeschlossen, die ebenfalls die ganze Hallenbreite in einer Stützlänge überspannt.

Die Dachhaut besteht aus hölzernen Sparren, die oben mit einem Doppelpappdach auf Holzschalung und unten mit einer Gipsdecke verkleidet sind.

Die Belichtung der Halle geschieht durch raupenartig angeordnete Oberlichter (Abb. 2), von denen je zwei in jedem Binderfelde angeordnet sind. In jedem 2. Binderfelde ist im First eine Entlüftungslaterne von 3,5 m Breite und 15 m Länge angebracht. Die hintere Giebelwand ist in Fenster aufgelöst.

Abb. 2. Querschnitt.

Bei dem einen Nebengebäude ist bemerkenswert, daß zwei Blechträger aus Stahl 48 (Stehblech 1000 · 10 und vier Winkel 150 · 150 · 12) von 24,75 m Stützlänge die Dachkonstruktion tragen.

Die eine Längswand der Halle ist angebaut. Die freistehenden massiven Wände besitzen innerhalb der Pfeilervorlagen in den Fundamenten eingespannte Stahlträger zur Aufnahme der Windkräfte gegen die Wand. Im übrigen ist überall ein Mindestabstand von 10 cm zwischen Binderkonstruktion und Wand innegehalten worden, um eine gegenseitige Beeinflussung auszuschalten.

Die Pfetten sind als kontinuierliche Träger ausgebildet worden. Sie bestehen, mit Ausnahme der kurzen Zwischenpfetten an den Oberlichtern, aus einem Stehblech 600 · 6 und vier Gurtwinkeln, die der größeren Quersteifigkeit wegen ungleichschenklig gewählt wurden. Da die Pfetten

Abb. 3.
Einzelheiten der Binder.

nicht über die Binder hinweggeführt werden sollten, bedurfte die einwandfreie Übertragung der Stützmomente einer besonderen Konstruktion, die auf Abb. 3 in den Schnitten III—III und IV—IV zu erkennen ist.

Die Momentenübertragung am Pfettenauflager (Binder) erfolgt durch eine über den Binderobergurt hinweggehende Flachstahllasche als Zugzone und in einer Druckzone, die durch die Anschlußkonstruktion des Konsolblechs an das Binderstehblech gebildet wird. Dabei wird statisch die Annahme gemacht, daß keine Niete zwischen Anschlußwinkel und Binderstehblech auf Zug beansprucht werden. Konstruktiv wird dies dadurch erreicht, daß nur innerhalb der Druckzone Verbindungsniete zwischen Konsolblech und Anschlußwinkeln vorhanden sind. Außerhalb der Druckzone sind nur je drei Heftschrauben vorgesehen worden, die keine Kräfte übertragen können; es ist das Loch im Konsolblech größer gebohrt als der Schraubendurchmesser, so daß Lochleibungsbeanspruchung nicht eintreten kann.

Mit dieser Annahme erhält man die in Abb. 4 eingetragenen inneren Kräfte. Stellt man die Forderung, daß die größten Zugspannungen gleich den größten Druckspannungen sein sollen ($\sigma_z = \sigma_d$), so wird unter der Voraussetzung, daß das Hookesche Gesetz für die vorliegende Konstruktion Gültigkeit hat, die Nullinie in die Mitte von h fallen $\left(x = \frac{h}{2}\right)$, und es läßt sich ableiten, daß das innere Moment der Druckkräfte in bezug auf die Nullinie $^2/_5$ des äußeren Moments und das innere Moment der Zuglasche in bezug auf die Nullinie $^3/_5$ des äußeren Moments beträgt. Nach diesen Gesichtspunkten ist der Anschluß ausgebildet worden.

Abb. 4. Verteilung der inneren Kräfte.

Die Hamburger Baupolizei läßt im allgemeinen kontinuierliche Träger in Stahlkonstruktion unter der Annahme gleich hoher (starrer oder elastischer) Auflager nicht zu, da eine Kontrolle der bei der Montage der Binder eintretenden Stützenverschiebungen der Pfetten nicht möglich ist. In diesem Falle wurden, um Montageungenauigkeiten (und damit Vorspannungen) auszuschalten, die Löcher der Stoßniete zwischen Konsole und Pfette kleiner gebohrt als die Nietdurchmesser. Nach endgültig erfolgter Ausrichtung der Binder (und Vergießen der Lagerfugen) wurden die Löcher aufgerieben und jetzt erst die Stoßniete geschlagen. Auf diese Weise dürften Montagespannungen in den Pfetten vermieden sein. Der Einfluß elastischer Stützenverschiebungen, wie sie z. B. zwischen dem Endauflager, d. h. den Mauerpfeilern der Giebelwand (Abb. 1, links) und der ersten Mittelstütze auftreten können, wurde untersucht, und die Größe der auftretenden Zusatzspannungen ermittelt. Der Einfluß war in diesem Falle nicht sonderlich groß.

Die Binder (Abb. 2 u. 3) sind als Rahmen mit Zugband und, wie anfangs erwähnt, aus Stahl 48 hergestellt. Da die Halle mit der einen Längswand unmittelbar an ein bestehendes Gebäude anstößt, verbot es sich, die auftretenden starken Horizontalkräfte an die Fundamente abzugeben, die dadurch bedeutend größere Abmessungen hätten erhalten müssen. Deshalb wurde ein Zugband zur Aufnahme des Horizontalschubes angeordnet.

Als Belastung der Binder kommt das Dacheigengewicht, Schneelast (Windlast ist unbedeutend) und ein Temperaturunterschied von 20° C zwischen dem Binderriegel und dem in abgedecktem Kanal im Erdboden liegenden Zugband in Frage.

Der Binderriegel und die Binderstiele sind aus einem 12 mm starken Stehblech und Gurtwinkeln 150 · 150 · 14 bezw. 150 · 150 · 12 gebildet. Nur im mittleren Teil des Riegels und im Stiel war zur Knickaussteifung auf dem Druckgurt eine Gurtplatte 350 · 10 erforderlich. Die in der Rahmenecke auf beiden Gurten liegende weitere Gurtplatte hat nur die Bedeutung, die sekundäre Spannung der abstehenden Gurtteile infolge der radial gerichteten Komponente der in der Krümmung wirkenden Normalspannungen herabzumindern. Diese sekundären Spannungen hätten ohne die Verstärkungsplatte einen bei weitem die zulässige Spannung überschreitenden Wert erreicht, sofern man von einer Gewölbewirkung absah. Es dürfte überhaupt angebracht sein, bei Gurtkrümmungen mit kleinem Krümmungshalbmesser diesen Spannungen erhöhte Beachtung zu widmen.

Abb. 5. Binder-Montage.

Das Zugband besteht aus einem hochkant gestellten Flachstahl 240 · 18. Um Montagespannungen zu vermeiden, wurde der letzte Stoß des Zugbandes auf der Baustelle sorgfältig angepaßt, eventl. kleine Ungenauigkeiten glich man durch Aufreiben der Nietlöcher unmittelbar vor dem Nieten aus. Das Zugband lagert in einem bedeckten Betonkanal auf

Abb. 6. Vorderansicht mit Torwand und Schürze.

besonderen Böcken, die in 8 m Abstand vorgesehen sind. Die Böcke sind so eingerichtet, daß das Zugband in seiner Höhenlage jederzeit nachgerichtet werden kann (Abb. 3).

Erschwerend war, daß der Grundriß der Halle in seinem größeren Teil trapezförmig ist, wodurch jeder Binder eine andere Länge erhielt.

Die Lager — ein Zylinderzapfenkipplager und ein Einrollenlager —, die naturgemäß noch tiefer liegen müssen als das Zugband, sind in je einer besondern Kammer untergebracht, die ebenso wie der Zugbandkanal durch abnehmbare Platten leicht zugänglich gemacht ist (Abb. 3).

Die Aufstellung begann an der hinteren Giebelwand. Der Binder wurde in drei Teilen, und zwar mit Hilfe von zwei auf Gleisen laufenden Aufstellungstürmen aufgestellt. Die beiden Seitenteile wurden mit ihrem mittleren Ende auf verschiebbaren, ebenfalls auf Gleisen laufenden Böcken gelagert, dann wurde der Mittelteil eingesetzt (Abb. 5). Bei derselben Stellung der Türme, die den ganzen Raum zwischen den beiden zuletzt aufgestellten Bindern bestreichen konnten, wurden die Pfetten eingehängt.

Die Torwand und die Schürze bilden den vorderen Abschluß der Halle (Abb. 6). Die Torwand ist oberhalb der Tore mit $1/_2$ Stein ausgefacht; die Stiele bestehen aus I N. P. 30 verstärkt gegen seitliches Ausknicken durch ⅃L 80 · 120 · 10 und sind in Abständen von 3,92 m angeordnet.

Der obere Riegel hat ⊏-Querschnitt, um die Stiele vorbeiführen zu können, und besteht aus Stehblech 600 · 6 und zwei Winkeln 50 · 75 · 7, während der untere Riegel aus zwei senkrecht zueinander stehenden ⊏-Profilen ⊏ N. P. 10 und ⊏ N. P. 16 gebildet ist.

Die Schürze ist statisch ein Rahmen mit Zugband von 41 m Stützweite. Die Holzrahmenfenster, die die Schürzenwand verkleiden, sind mit ⊥-förmigen Stielen (Stehblech und zwei Winkel) am oberen Riegel aufgehängt. Die Stiele der Schürze sind durch lange Kopfbänder gegen die Pfetten abgestützt. In Abb. 6 ist zu beachten, daß die dort sichtbaren Stiele und Tore der Torwand etwa 9,5 m hinter der Schürze liegen.

Abb. 8. Innenansicht.

Der Normalquerschnitt des Schürzenriegels ist in Abb. 7 dargestellt. Er erhält senkrechte Lasten aus Dach, Schürzeneigengewicht und infolge der Kopfbänder auch aus Wind, zweitens wagerechte Lasten aus Wind. Diesen Lasten entspricht seine unsymmetrische Form. Der Riegelobergurt dient zugleich als Gesims und ist profilartig verkleidet.

400·10
L 100·10
600·10
L 150·18

Abb. 7. Schürzenriegel.

Zwischen Torwand und Schürze liegt als einziger Querverband der Halle ein Dachverband, der in der Hauptsache zur Aufnahme der Windkräfte gegen Torwand und Schürze dient. Der obere Torwandriegel und Schürzenriegel bilden die Gurtungen der Windträger. Der Schürzenrahmen wie die mittlere Torwandstütze erhalten aus dem Knick des Windträgers im Dachfirst eine Zusatzbelastung, die bei der Schürze senkrecht nach oben gerichtet ist. Da aus den senkrecht nach unten gerichteten Lasten sich in Rahmenmitte ebenfalls ein negatives Moment ergibt, erhält für diesen Querschnitt die Zusatzlast ausschlaggebende Bedeutung.

Die Abb. 8 zeigt die riesige Ausdehnung der Halle mit ihren vorzüglichen Lichtverhältnissen. Das unter der Decke sichtbare Rohrsystem gehört zur Sprinkleranlage, die einen zeitgemäßen Feuerschutz bildet. Die Streifen auf dem Fußboden quer zur Hallenachse zeigen die Abdeckplatten der Kanäle für die Zugbänder.

Die Bauleitung lag in den Händen von Architekt Rosenbaum der Hamburger Hochbahn A.-G., die ausführende Eisenbauanstalt war H. C. E. Eggers & Co. G. m. b. H., Hamburg.

Der Wettbewerb von Stahl und Eisenbeton im Geschoßgroßbau.

Mit Geschoßgroßbauten bezeichnet man mehrstöckige Bauwerke von großer Grundfläche, die im Innern nur die zur Abschließung der Treppen und Innenhöfe erforderlichen Mauern aufweisen, sonst aber ausschließlich die Stützen enthalten, die zur Unterstützung der Decken oder ihrer Trägerroste notwendig sind. Sie stellen das typische Fabrik- und Geschäftshaus der Großstadt dar, und die stetig zunehmende Raumknappheit im Innern der Großstädte zwingt auch in Deutschland die Bauaufsichtsbehörden, ihren Widerstand gegen eine Steigerung der Geschoßzahl und damit der Gebäudehöhe über das Jahrzehnte lang festgehaltene Maß aufzugeben.

Lange Zeit war auf diesem besonderen Gebiete eine Ausführungsart vorherrschend: Steinmauern, Stützen und Deckenträger mit Unterzügen aus Stahl zur Aufnahme der Stein- oder Eisenbetondecken. Seitdem der Eisenbeton besonders durch die Ausführungen von Hennebique seine Eignung auch für das eigentliche Traggerippe erwiesen hat, ist ein scharfer Wettbewerb zwischen Stahl und Eisenbeton entbrannt, wobei die Anhänger jeder Bauweise deren wirtschaftliche Überlegenheit behaupten.

Es ist daher besonders zu begrüßen, daß in letzter Zeit die Wirtschaftlichkeit beider Bauarten auch wissenschaftlich genauer untersucht worden ist. In einer Dissertation von Erich Frank[1]) werden die Baukosten eines sechsstöckigen Gebäudes über einem rechteckigen Grundriß von 60 × 66 m Seitenlänge mit einem Innenhof von 18 × 24 m Grundfläche ermittelt. Die Stützenabstände betragen 6 m nach beiden Richtungen, die Nutzlasten nehmen vom Erdgeschoß bis zum Dachgeschoß von 2000 bis 250 kg/m² ab. Die Trägerfelder sind 3 m breit angenommen, nur bei den größten Nutzlasten von 1500 und 2000 kg/m² sind auch Felder von 2 m Breite vergleichsweise untersucht worden. Es wurden in Vergleich gezogen: Trägerlagen mit Kleineschen Hohlsteindecken und reine Eisenbetonkonstruktionen, letztere in verschiedener Ausführung, und zwar als durchlaufende Decken mit Deckenbalken und Unterzügen, als kreuzweis bewehrte Platten von 6 × 6 m Seitenlänge und als Pilzdecken.

Für die Stützen sind dem Vergleiche Stahlstützen und Eisenbetonstützen zugrundegelegt worden. Als Baumaterial sind einerseits St 37 und St 48, anderseits Eisenbeton aus Handels- und hochwertigem Zement angenommen worden, die errechneten Kosten wurden zuletzt stets auf 1 m² Gebäudegrundfläche bezogen.

Das Ergebnis der Untersuchungen des Verfassers, der dem Eisenbetonbau angehört, läßt sich kurz dahin aussprechen, daß die Deckenkonstruktionen aus Stahlträgern mit Hohlsteindecke sich am billigsten stellen, während Eisenbetondecken in jedem Falle unwirtschaftlicher sind. Bei den Stützen ist das Umgekehrte der Fall, für Decken und Stützen zusammen bleibt nach Frank in den meisten Fällen der Eisenbeton im Vorteil, nur bei sehr geringer Geschoßzahl (2), oder wenn aus besonderen Gründen die Innenstützen weitgehend durch ohnehin erforderliche Wände ersetzt werden können, kann der Stahlbau wirtschaftlicher sein. Auch für die Konstruktionshöhe erscheint nach Franks Untersuchungen der Eisenbetonbau etwas günstiger, allerdings nur bei Verwendung von kreuzweis bewehrten Platten oder besonders von Pilzdecken, die, wenn auch im allgemeinen unwirtschaftlicher, unter Umständen dadurch die beste Lösung ergeben können, daß sie innerhalb einer vorgeschriebenen Gebäudehöhe die Geschoßzahl zu steigern erlauben.

Den Schluß von Franks interessanter Studie bildet eine Erörterung der „allgemeinen Vorzüge und Nachteile der Stahl- und Eisenbetonbauweise“, die in dem Anspruch gipfelt, nachgewiesen zu haben, „daß unter der Annahme der gleichen Wirtschaftslage des Eisenbetonbaues und der Betonunternehmungen für den vorliegenden Bau der Eisenbeton die wirtschaftlichere Ausführung ist und der Stahlbau nur in beschränktem Umfange noch eine wirtschaftliche Berechtigung für den Geschoßbau hat“.

Es konnte nicht ausbleiben, daß diese Schrift mit ihren zum Teil unerwarteten Ergebnissen und weitgehenden Schlußfolgerungen Befremden erregen und zu weiteren Untersuchungen anregen mußte. Vor uns liegt

[1]) „Vergleichende Betrachtungen über die Wirtschaftlichkeit der Verwendung von Eisen und Eisenbeton im Geschoßgroßbau von Dipl.-Ing. Erich Frank, Dissertation Braunschweig.

eine Arbeit von Dr. techn. G. Spiegel: „Stahl und Eisenbeton im Geschoßgroßbau."[2]) Spiegel stellt an dem Bauwerk Franks noch einmal genau dieselben vergleichenden Untersuchungen an. Bei der Berücksichtigung aller die Kosten beeinflussenden Umstände geht er noch weiter ins einzelne als Frank, z. B. durch Einbeziehung der Fundamente, so daß seine Zahlen starken Anspruch auf Vertrauen haben. Nach Spiegel sind die Ersparnisse durch Verwendung von Eisenbetonstützen nicht imstande, die Mehrkosten der Eisenbetondecken wettzumachen, so daß sich, vom Kellergeschoß abgesehen, in allen Fällen ein Vorteil der Stahlbauweise ergibt. Spiegel kommt also im großen Ganzen gerade zum entgegengesetzten Ergebnis wie Frank. Zweifellos sind die Zahlen Franks in bezug auf die Kosten der Stahlstützen dadurch anfechtbar geworden, daß er als Zuschlag für Bindebleche, Laschen, Bolzen usw., ganz abgesehen vom Stützenfuß, nicht weniger als 65 % des reinen Querschnittgewichtes rechnet, ein Wert, der von Spiegel mit Recht auf etwa 27 % zurückgeführt wird. Betrachtet man daraufhin die Zahlen in den Tabellen Nr. 12 und 13 bei Frank, besser noch in der zweckmäßigeren Anordnung Spiegels (Tafel g), so dürfte die geringe, für die Eisenbetonkonstruktion errechnete Überlegenheit verschwinden.

Der unbefangene Beurteiler erhält aus den beiden Untersuchungen den Eindruck, daß die Kostenziffern der beiden in Wettbewerb stehenden Bauweisen vielfach so nahe beisammen liegen, daß schon geringe, durch die besonderen örtlichen Verhältnisse, durch die allgemeine Wirtschaftslage des Baumarktes usw. bedingte Umstände imstande sind, die Wagschale entscheidend nach der einen oder anderen Seite sinken zu lassen. Man wird also Bedenken tragen, allgemein von einer wirtschaftlichen Überlegenheit der einen oder andern Bauweise zu sprechen. Um so größere Bedeutung werden die Betrachtungen über allgemeine Vorzüge und Nachteile beider Bauweisen besitzen, die bei der Entscheidung gegeneinander abzuwägen sind, zumal hierdurch und insbesondere durch die beim Stahlbau erzielbare Raumersparnis usw. die Wirtschaftlichkeit in starkem Maße berührt wird. In dieser Hinsicht kann man Frank den Vorwurf nicht ersparen, daß er sich, ganz in den Gedankengängen des Eisenbetonfachmanns befangen, die Sache etwas zu leicht macht. Dieses Kapitel ist bei Spiegel doch wesentlich gründlicher behandelt worden.

Die statische Klarheit des Zusammenwirkens aller Bauteile in der beabsichtigten Weise und damit die Wahrscheinlichkeit, daß die wirklichen Materialspannungen den errechneten einigermaßen entsprechen, ist im Stahlbau unbedingt größer als im Eisenbetonbau, wo die an sich so wertvolle Rahmenwirkung in den Stützen bei verschiedener Belastung benachbarter Felder unvermeidliche Biegungsmomente hervorruft, welche die Berechnung nur auf zentrischen Druck unsicher machen. Auch in der Ausführung der Bauwerke bestehen bei den beiden Bauweisen grundsätzliche Unterschiede, welche auf die Qualität des fertigen Bauwerks von großem Einflusse sein können. Das Stahlgerüst besteht aus Trägern und Stützen, die in der Werkstatt unter günstigen Arbeitsbedingungen bis zum letzten Nietloch vorbereitet werden können, so daß es auf der Baustelle nur einer Gruppe tüchtiger im Zusammenbau geschulter Arbeiter bedarf, um unter sachkundiger Leitung in kürzester Frist ein stabiles Tragwerk herzustellen, dessen Festigkeitsverhältnisse den Voraussetzungen durchaus entsprechen. Im Gegensatz dazu ist der Eisenbetonbau von den Arbeitsverhältnissen auf der Baustelle selbst abhängig und damit auch von der Witterung, Umstände, welche auf Bauzeiten und Baufristen von großem Einfluß sind und sich häufig in wirtschaftlicher Hinsicht ungünstig bemerkbar machen werden. Es erübrigt sich, auf diese Dinge, die ja allgemein bekannt sind, näher einzugehen, es muß anerkannt werden, daß die großen Eisenbetonbauunternehmungen gewissenhaft bemüht sind, Schädigungen der Bauwerke durch diese Zufälligkeiten nach Möglichkeit zu vermeiden. Spiegel bespricht weiterhin ausführlich die Fragen der Änderungs-, Erweiterungs- und Aufstockungsmöglichkeiten, die Vorkehrungen zur Unterbringung der Versorgungsleitungen, die Fragen der Raumausnutzung und der Bauhöhe. Die größere Anpassungsfähigkeit der Stahlbauweise in allen erstgenannten Fällen ist unbestreitbar und wird sich auch wirtschaftlich geltend machen.

[2]) Stahl und Eisenbeton im Geschoßgroßbau. Ein wirtschaftlicher Vergleich von Dr. techn. Gustav Spiegel mit fünf Textabbildungen und 25 Zahlentafeln. Berlin 1928. Verlag von Julius Springer.

In bezug auf die Raumausnutzung will Spiegel der kleinen Überlegenheit des Eisenbetonbaus bei kreuzweise bewehrten oder Pilzdecken in der Bauhöhe keine große Bedeutung zuerkennen, indem er wohl mit Recht der Lichthöhe unter den Unterzügen nicht dieselbe Wichtigkeit beimißt, die sie bei Brücken hat, sondern die lichte Raumhöhe in den Vordergrund rückt. Für den Stahlbau errechnet er dagegen einen gewissen Vorteil in der Ausnutzung der Grundfläche durch geringere Querschnittsflächen der eisernen Stützen einschließlich Ummantelung gegenüber den Eisenbetonstützen. Unter Anführung einiger Grundstückspreise deutet Spiegel auch an, wie der Stahlbau infolge dieses Vorteils wirtschaftlich erheblich günstiger abschneidet. Endlich werden auch die Fragen der Wärme-, Schall- und Feuersicherheit und die Lebensdauer behandelt. Beide Verfasser können sich für ihre entgegengesetzt lautenden Urteile in den beiden letzten wichtigen Eigenschaften auf amerikanische Quellen berufen.

Mit der Frage der Lebensdauer hängt zusammen der Abbruchswert eines Bauwerks, und in dieser Beziehung besitzt der reine Stahlbau eine unbestreitbare Überlegenheit. Nicht nur daß der Abbruch weit schneller und billiger vonstatten geht, behält das Stahlgerippe auch dann noch einen recht hohen Materialwert. Derartige Bauwerke sind nicht für die Ewigkeit bestimmt, soweit sie sich im Kern der Großstädte befinden, wo bei dem hohen Bodenwert der Grundstücke mehr und mehr auch solche Gebäude rücksichtslos dem Abbruch verfallen, deren Lebensdauer bei weitem nicht ausgenutzt worden ist, sobald sie für den veränderten Benutzungszweck ungeeignet sind. Die hohe Lebensdauer eines Geschoßbaues im Innern einer Stadt wie Berlin wirklich auszunutzen, dürfte unmöglich sein, im Gegenteil wird die Sprödigkeit einer Bauweise gegenüber den Wünschen neuer Benutzer nach Abänderung (Entfernung von Stützen) sich oft sehr unbequem fühlbar machen.[3])

Es sei noch besonders darauf aufmerksam gemacht, daß es sich bei dem von Frank und Spiegel einem Vergleiche unterzogenen Gebäude um ein solches von 25 m Höhe, also kaum um ein Hochhaus, geschweige denn um einen Wolkenkratzer handelt. Mit zunehmender Höhe machen sich Umstände geltend, welche die Vergleichsgrundlagen vollständig verändern. Es sind dies die Berücksichtigung des Winddrucks und damit im Zusammenhange die geringste Seitenlänge des Gebäudegrundrisses. Werden die Eisenbetonrahmen durch den Winddruck stark auf Biegung beansprucht, so erweist sich der quadratische Stützenquerschnitt hierfür als recht ungünstig. Eine Vergrößerung dieser Querschnitte über ein gewisses Maß hinaus wird schnell unwirtschaftlich, während im Stahl noch die Möglichkeit besteht, durch Gurtplatten die Stützen zur Aufnahme von Biegungsmomenten geeignet zu machen, ohne ihre Breitenabmessungen nennenswert zu vergrößern. Auch die Ausbildung der Rahmenecken zur Aufnahme großer Biegungsmomente ist eine schwer lösbare Aufgabe, weniger im Entwurf als in der Ausführung, wo durch die vielfache Kreuzung von Stützeneisen, Balkengurtungseisen in zwei Richtungen, Bügeln usw. die allseitige Einbettung in Beton und damit die vorausgesetzte Verbundwirkung nur bei allerpeinlichster Überwachung erreicht werden wird. Es soll im Gegensatz dazu nicht behauptet werden, daß die Ausbildung der Rahmenecken im Stahlbau bei Verwendung von I-Profilen für Träger und Stützen in allen Fällen durchaus befriedigt, bei Querschnitten in rechteckiger Kastenform ist eine wirkungsvolle Eckenbildung jedenfalls leichter möglich. Vielleicht wird sich diese Aufgabe einmal mit Hilfe der Schweißtechnik besser lösen lassen. Die Anordnung von Verbänden bietet jedenfalls ein Mittel, die Steifigkeit des Stahlgerüstes gegen Winddruck bis zu den größten Höhen in wirtschaftlichster Weise zu erreichen.

Soweit derartige erschwerende Verhältnisse noch nicht vorliegen, also bei Geschoßbauten gewöhnlicher Art, bietet die besprochene Schrift von Spiegel in ihrem umfangreichen Zahlenmaterial, das auch alle wesentlichen Ergebnisse von Frank enthält, ein gutes Hilfsmittel, um gegebenenfalls für andere Preisgrundlagen ähnliche Untersuchungen anzustellen; ihr Studium kann daher allen Bauherren und Baufachleuten empfohlen werden, die sich mit der Planung und Kostenberechnung derartiger Bauwerke zu befassen haben.

Pohl.

[3]) Vergl. u. a. auch „Baustoffwahl und Baugeldverzinsung" auf S. 35 dieses Heftes.

Stahl als Baustoff für das Führungsgerüst der Kübelförderung.

Von Dipl.-Ing. **Fritz Walter**, Ber. Ing., Berlin, Filialleiter der B. Walter Ges. f. Ingenieurbau m. b. H., Gleiwitz.

Zusammenfassung: Es wird an Hand des Führungsgerüstes der Kübelförderung für Bergwerke gezeigt, wie in diesem Falle nur die Stahlbauweise die Möglichkeit bietet, den besonderen Bedingungen des Bergwerksbetriebs, vor allem an äußerste Raumbeschränkung, gerecht zu werden.

Die Kübelförderung ist in Deutschland noch sehr jung, und erst in den letzten Jahren sind einige Förderungen dieser Art gebaut worden, die den Anlaß bildeten, der Gefäßförderung auch bei uns mehr Beachtung zu schenken. Der Unterschied zwischen der bisher üblichen Gestellförderung und der Kübelförderung liegt bekanntlich in der Art des Fördergutransportes durch den Schacht. Bei der Gestellförderung werden die Förderwagen in besonderen Gestellen im Schacht gehoben und über Tage zum Zwecke des leichteren Abtransportes des Fördergutes über umfangreiche Gleisanlagen geführt. Dieses Verfahren ist sehr umständlich und mit vielen Nachteilen verbunden, die bei der Kübelförderung vermieden werden. Hier wird das abgebaute Gut am Schacht in besondere Kübel entleert, welche ihrerseits das eingefüllte Fördergut über Tage in einen Bunker entladen, von wo es unter Zwischenschaltung eines Transportorganes direkt nach der Sieberei usw. gelangt. Auf diese Weise ist eine völlige Trennung zwischen Gruben- und Maschinenbetrieb erzielt. Auf

Einzelheiten sei hier nicht näher eingegangen, sondern auf die diesbezüglichen Veröffentlichungen verwiesen.[1])

Die Kübelförderung des Ostfeldes der Königin-Luise-Grube O/S., die von der B. Walter-Gesellschaft entworfen und durchgebildet worden ist, muß als erste Förderung dieser Art in Deutschland bezeichnet werden. Wohl bestanden vorher zwei Gefäßförderungen in Deutschland (Salzwerk Heilbronn und Kaliwerk Ransbach)[2]); doch haben beide nur kleine Förderleistungen aufzuweisen und bilden nur eine Kompromißlösung zwischen Gestell- und Kübelförderung. Im ausländischen Bergbau (vor allen Dingen in Amerika) ist die Kübelförderung bereits seit langer Zeit bekannt und bildet das hauptsächlichste Fördermittel für große Leistungen.

Abb. 1. Kippvorgang des Walter-Kübels.

Der Bau der Kübelförderung auf dem Ostfelde war auf Grund einer eingehenden Wirtschaftlichkeitsrechnung beschlossen worden: Man stand vor der Notwendigkeit, entweder einen neuen Schacht niederzubringen oder den völligen Umbau der vorhandenen Gestellförderung vorzunehmen, um die erforderlich gewordene größere Förderleistung zu erzielen. Man entschloß sich für eine dritte Lösung: die Kübelförderung, die in einem vorhandenen Nebenturm eines Gestellförderschachtes untergebracht werden konnte und trotz des beschränkten Platzes das Doppelte der alten, im Schacht befindlichen Gestellförderung leistet (Ab. 3). Die Daten der Kübelförderung sind folgende:

Abb. 2. Schematischer senkrechter Schnitt durch die Ostfeld-Kübelförderanlage.

Abb. 3. Schachtscheibe der Ostfeld-Kübelförderung (links Kübel-, rechts Gestellförderung).

Abb. 4. Gestell- und Kübelfördergerüst im Ostfeld der Königin-Luise-Grube in Zaborze O.-S. (Im Vordergrund die Kübelförderung.)

Kübelgewicht, einschl. Ober- und Unterseilanschluß	5 100 kg
Nutzlast	5 000 „
Seilgewicht (400 m · 7,25 kg/m)	2 900 „
Seillast	13 000 kg
Seildurchmesser (Dreikantlitzenseil)	42 mm
Bruchfestigkeit	170 kg/mm²
Bruchlast	129 700 kg
Sicherheit	rd. 10 fach
Fahrzeit	58,2 Sek.

Das von der Firma Walter für die Kübelförderung entworfene Fahrdiagramm hat sich in der Praxis gut bewährt, und es ist anzustreben, auch für andere Anlagen ein gleiches Fahrdiagramm zu verwenden, da bei dem Kippvorgang (vergl. Abb. 1) ganz erhebliche Kräfte, die von der Fahrgeschwindigkeit abhängen, auf das Gerüst ausgeübt werden.

Die Ostfeldkübelförderung war der Anlaß, daß die polnischen Solvay-Werke auf ihrer Schachtneuanlage Grodziec ebenfalls eine Kübelförderung vorgesehen haben, die gleichfalls von der Firma B. Walter bearbeitet wird und für die ein ähnliches Fahrdiagramm wie bei der Ostfeldförderung gewählt worden ist.

Die Daten der Grodziec-Kübelförderung sind:

Gesamtfahrweg H	170 m (I. Ausbau)
Gesamtfahrweg H	500 m (II. Ausbau)
Fahrweg in der Kurve s_b	7,5 m
Fahrzeit	76,1 Sek. (I. Ausbau)
Fahrzeit	158,4 Sek. (II. Ausbau)

Die Förderleistung hängt von der Nutzlast des Kübels, der Fahrzeit und der Füllpause ab. Da für das Einfüllen von 1 t Kohle nur 1 Sek. erforderlich ist, beträgt die Förderleistung:

a) der Ostfeldanlage:

$$L = \frac{3600}{58,2 + 5} \cdot 5 = 280 \text{ t}$$

b) der Grodziecanlage:

$$\text{I. Ausbau } L_1 = \frac{3600}{76,1 + 5} \cdot 5 = 220 \text{ t}$$

$$\text{II. Ausbau } L_2 = \frac{3600}{158,4 + 5} \cdot 5 = 110 \text{ t.}$$

Hieraus folgt, daß die Kübelförderung besonders geeignet ist, große Leistungen zu erzielen, wobei darauf hingewiesen sei, daß der äußerst geringe Platzbedarf des Kübels von besonderem Vorteil bei der Kübelförderung ist.

Zu den mit der Eigenart der letztgenannten Förderung zusammenhängenden neuen maschinentechnischen und bergmännischen Aufgaben gesellt sich auch die Frage, welcher Baustoff zweckmäßig für das Fördergerüst bei der Kübelförderung Verwendung findet. Es ist also in erster Linie zu untersuchen, ob für derartige Gerüste neben der für Strebengerüste bisher üblichen Stahlbauweise auch der neuerdings mehrfach vorgeschlagene Eisenbeton[3]) Anwendung finden kann. Inwieweit er für Gestellfördergerüste als Baustoff geeignet ist, sei hier unerörtert und nur das Kübelfördergerüst betrachtet, das infolge der anders gearteten Fördermethode trotz gleichartigen äußeren Aufbaus erhebliche Unterschiede gegenüber dem Gestellfördergerüst aufweist. Es ist notwendig, daß eine Gerüstseite auf große Höhe vollkommen offen ist, damit der Kübelrumpf aus dem Gehängerahmen herausgekippt bezw. in die normale Fahrstellung zurückgeführt werden kann. Die offene Gerüstseite erfordert naturgemäß sehr erhebliche Aussteifungen der Eck- bezw. Mittelpfosten des Führungsgerüstes, da außer der für die Gerüststeifigkeit sehr nachteiligen großen

[1]) P. Walter, Vor- und Nachteile der Kübelförderung. „Kohle und Erz" 1925, Nr. 40 u. 41.

[2]) P. Walter, Die Kübelförderung im Bergwerkbetriebe Z. d. V. d. I. 1927, Nr. 21.

[3]) P. Walter, Der Fördergerüstneubau Kaiser-Wilhelm-Schacht der Hohenzollerngrube. „Der Stahlbau" 1928, Nr. 2.

Abb. 5. Senkrechter schematischer Schnitt durch die Kübelförderanlage Grodziec.

Abb. 6. Gerüst, Kippbunker und Separation der Kübelförderung der Polnischen Solvay-Werke, Grodziec. (Kübel in Entladestellung.)

Öffnung starke einseitig wirkende Zusatzkräfte durch den auskippenden Kübel mit z. B. 20 t Gewicht von den Eck- bezw. Mittelpfosten aufgenommen werden müssen. Erscheint die Betonbauweise bereits aus diesen Gründen wenig geeignet, so ist sie aus den weiter unten aufgeführten Ursachen sogar vollkommen ausgeschlossen. Bei der Ostfeldkübelförderung, deren schematisches Bild in Abb. 2 dargestellt ist, kam noch hinzu, daß außerordentlich wenig Platz zur Verfügung stand, da das Kübelfördergerüst an das vorhandene Gestellfördergerüst angebaut werden mußte (Abb. 3). Das Gerüst wurde daher vollkommen in Stahl gebaut, da nur dieser Baustoff die Möglichkeit bot, die großen Kräfte zu bewältigen. Sodann war auf dem Ostfeld der Einbau der II. Förderung ohne Stillsetzung der alten Gestellförderung vorzunehmen, was bei Eisenbeton infolge der notwendigen Rüstungsarbeiten nicht ausführbar gewesen wäre. Die um das Gestellfördergerüst herum vorhandenen Gebäude beschränkten überdies den Platz für die Fundamente, bekanntlich erfordert aber ein Betonbauwerk eine sehr erheblich größere Fundamentgrundfläche als die Stahlbauweise (Abb. 4).

Das Bunkergebäude ist gleichfalls vollkommen in Stahlkonstruktion gehalten. Obgleich für derartige Bauwerke die Möglichkeit besteht, Eisenbeton anzuwenden, wurde doch Stahl gewählt wegen seiner größeren Anpassungsfähigkeit an örtliche und betriebliche Voraussetzungen; namentlich auch da, wo gelegentliche Änderungen leicht und ohne Betriebsstörungen vorzunehmen sind. Hinzu kam, daß durch den Bunker über Tage auch Gleise des Wagenkreislaufes der vorhandenen Gestellförderungen geführt werden mußten. Da bekanntlich jeder Wagenverkehr Erschütterungen hervorruft, ist das Bunkergebäude dauernden elastischen Schwankungen unterworfen. Derartige Vibrationen sind für jedes Eisenbetonbauwerk äußerst schädlich, wie Eisenbetonkonstruktionen unter Kranlaufschienen deutlich zeigen.[4])

[4]) U. a. Deutsche Bauzeitung 1926, S. 176/178.

Abb. 7. Förderanlage der Kathleen-Grube (Amerika).

Ähnliche Gründe waren bei der Anlage Grodziec (Abb. 5 u. 6) für die Wahl der Stahlbauweise maßgebend. Auch hier ist ein normal gebautes Strebengerüst erstellt worden, welches indessen die durch die Kübelförderung bedingten Merkmale (verstärkte Eck- und Mittelpfosten) aufweist. In Abb. 6 ist die Gesamtansicht der Schachtanlage wiedergegeben. Infolge einer Geländehöhendifferenz konnte das Gerüst 16 m über dem Niveau des Grubenbahnhofes angelegt werden. Das tiefer liegende Aufbereitungsgebäude ist gleichfalls in Stahlkonstruktion ausgeführt worden, da die eingebauten Siebe nicht zu vermeidende Schwingungen hervorrufen. Nur der Entladebunker konnte in Eisenbeton gebaut werden, da er vollkommen getrennt vom Gerüst aufgestellt ist und auch nicht die Gefahr bestand, daß dieser Bunker evtl. später vergrößert oder umgebaut werden muß. Er dient lediglich als Zwischenorgan für die gleichmäßige Aufgabe der Kohle auf das Transportband. Das Schachtgebäude über dem Bunker ist als Stahlfachwerk ausgebildet worden, da hier Abänderungsmöglichkeiten vorgesehen sein mußten.

Die beiden Anlagen Ostfeld und Grodziec sind ein typisches Beispiel dafür, daß man die einzelnen Baustoffe ihrer Eigenschaft entsprechend verwenden soll. Bei Bauwerken, für die genügend Platz vorhanden ist, die keinen Schwingungen unterworfen sind und bei denen spätere Umbauten ausgeschlossen bleiben, z. B. frei stehenden Bunkern, kann sich der Eisenbeton empfehlen, für das Führungsgerüst des Fördergerüstes ist er jedoch ungeeignet. Ob ein kippender Kübel oder ein Bodenentleerer als Fördermittel benutzt werden, ist gleichgültig für die Ausbildung der Entladestelle des Gerüstes, denn im Fördergerüst müssen in beiden Fällen Führungen und Kippkurven angeordnet sein. Für die Führungsschienen ist der Eisenbeton vollkommen ungeeignet, da diese Führungen stärksten

a) Kübelkippkurven. b) Schnitt *a*—*b*. Ausbildung d. Gerüst-Eckpfosten.
Abb. 8. Kippstelle des Walter'schen Kübelförder-Führungsgerüstes.
Vergl. a. Abb. 3.)

Stößen und die horizontalen Kipparme ebensolchen Biegungsbeanspruchungen unterworfen sind. Man hat erwogen, das Führungsgerüst und die an ihm angebrachten Kipparme aus Eisenbeton herzustellen und die stählernen Führungsschienen auf Eisenbetonkonsolen aufzusetzen. Der Kübel ruft aber beim Durchfahren der Schienen Erschütterungen hervor (vergl. das Fahren eines Zuges über Schienen, wobei das Schotterbett dauernd auf und ab schwingt), welche die Eisenbetonkonsolen sehr rasch zerstören würden. Es ist auch nicht angängig, stählerne Konsolen in die Betonkipparme einzulassen, denn der Kipparm würde mit der Zeit an der Einspannstelle im Führungsgerüst durch die dauernd auftretenden positiven und negativen Biegungsmomente zerstört werden. Der Stahlbau erscheint für das Führungsgerüst die einzig brauchbare Lösung.

Wenn in einzelnen Projekten für dieses und für die Kipparme Eisenbeton vorgeschlagen worden ist, so ist dies wohl darauf zurückzuführen, daß man amerikanische Ausführungen falsch verstanden hat. Abb. 7 stellt ein typisches amerikanisches Kübelfördergerüst dar, dessen äußerer Anblick Eisenbeton vermuten läßt. Das ist aber ein Irrtum: Die meisten Kübelförderanlagen über Tage sind in Amerika in Stahl erstellt. Die Förderschächte besitzen dort jedoch in der Mehrzahl rechteckigen Querschnitt und die auf dem Bild sichtbaren Seitenwände des Gerüstes bilden nur die natürliche Fortsetzung der Eisenbeton-Schachtwand, an die der Entladebunker angeschlossen ist, und auf welcher — wie aus der Abbildung erkenntlich ist — das Führungsgerüst steht, während die Kippführungen an das eiserne Gerüst angeschlossen sind.

Die Kippführungen und die Kipparme müssen in solidester Weise an das Führungsgerüst angeschlossen werden; Um ein klares Bild über die Art der Ausbildung der Kippkurven zu erhalten, sei in Abb. 8a u. b ein Teil des Führungsgerüstes wiedergegeben. Zum Zwecke der Befestigung der Führungsschienen sind bei den Walterschen Kübelfördergerüsten Blechträger vorgesehen, die am Führungsgerüst angeschlossen sind. Abb. 8b zeigt auch, in welcher Weise der Eckpfosten des Gerüstes ausgebildet ist. Wenn man den mittleren Kipparm des Gerüstes betrachtet, erkennt man, daß es unmöglich sein würde, bei Eisenbeton mit dem geringen zur Verfügung stehenden Raum auszukommen. Wollte man diese Mittelpfosten in Eisenbeton ausführen, so würde entweder eine Verkleinerung des verfügbaren freien Fördertrums oder aber, da diese Fläche infolge der vorgeschriebenen Förderleistung bezw. Kübelgröße unbedingt festliegt, eine Vergrößerung des Schachtdurchmessers, zum mindesten eine stark verringerte Ausnutzungsmöglichkeit des Schachtquerschnittes, eintreten.

Nicht zu vergessen sind die Vorteile, die der Stahlbau für Fördergerüste bei Leistungssteigerungen bietet, da in einfachster Art Verstärkungen entsprechend der höheren Seilbruchlast vorgenommen werden können. Bei Erdsenkungen und der damit verbundenen Verschiebung der Gerüstmitten oder bei plötzlichen Zerstörungen bietet nur das Stahlgerüst die Möglichkeit, während des Betriebes schnell und billig Abhilfe zu schaffen. Diese Möglichkeit ist sehr wichtig, da derartige Arbeiten sofort und ohne Förderstörungen ausgeführt werden müssen.

Auch unter Tage an der Kübelfüllstelle sind Stahlbauten infolge ihrer leichteren Anpassungsfähigkeit der Eisenbetonbauweise vorzuziehen. In Fällen, wo der Stahl chemischen oder Witterungseinflüssen zu stark unterworfen ist, z. B. in Kalibergwerken, wird man allerdings zweckmäßig zu einer Ummantelung des Stahlgerippes greifen und das ganze Füllort torkretieren.

Versuche und Berechnung von elektrisch verschweißten I-Trägern.

(Aufgestellt auf Grund der Versuche im Festigkeitslaboratorium der Staatlichen Technischen Schulen zu Hamburg vom Juni/Juli 1926.)

Von Diplom-Ingenieur **E. G. Stelling**, Hamburg.

Zwei stegrecht aufeinander gelegte und auf Biegung beanspruchte I-Träger wirken als einheitliches Profil, wenn die sich berührenden Flanschen so fest miteinander verbunden werden, daß die hierbei durch Biegung erzeugten Schubkräfte aufgenommen werden können. Diese schubfeste Verbindung wird in üblicher Weise durch Vernietung oder Verschraubung der aufeinanderliegenden Flanschen erreicht, wobei die Bolzen entsprechend dem Verlauf der Querkräfte über den ganzen Träger verteilt angebracht werden. Anstatt der Verbindung durch Niete oder Schrauben läßt sich neuerdings eine schubfeste Verschmelzung der sich berührenden Flanschkanten mittels elektrischer Verschweißung erreichen.

Es würde genügen, diese Schweißung entsprechend dem Verlauf der Querkräfte punktweise über die ganze Trägerlänge anzuordnen, oder die Schweißung an den Auflagerenden über eine gewisse Länge ununterbrochen auszuführen.

Dieses letztere Verfahren wird immer dann zweckmäßig sein, wenn es gilt, auf vorhandene Träger nachträglich Verstärkungsträger aufzuschweißen. Es braucht dann zur Erzielung einer guten Kehlschweißung ein breiterer Flansch des Verstärkungsträgers nur über die erforderliche Schweißlänge auf einer dem unteren vorhandenen Flansch entsprechenden Breite ausgeklinkt zu werden, während eine nach dem Kräfteverlauf angeordnete Punktschweißung eine Bearbeitung des Verstärkungsträgerflansches auf ganze Trägerlänge erforderlich macht.

Die Hamburger Hochbahn A.-G. hat diese Schweißung bei Umbauten der Haltestelle Millerntor zur Verstärkung der durch Wegnahme an Tunnelstützen geschwächten Deckenträger ausgeführt:

Abb. 1. Probebelastung von zwei aufeinandergeschweißten Trägern I 20 und I 18. Versuche in der Gleisbauwerkstatt der Hamburger Hochbahn-Akt.-Ges. zu Stellingen im Mai 1926. Belastung mit Straßenbahnschienen von je 900 kg Gewicht.

Nach Aufgrabung der Tunneldecke wurden die oberen Flanschen der Deckenträger so weit aus dem Beton freigestemmt, daß die Verstärkungsträger auf diese aufgelegt und über eine gewisse Länge an den Auflagerenden verschweißt werden konnten. Da weder Erfahrungen noch Versuche über derartig übereinandergelegte und an den Enden geschweißte Träger bekannt waren, sah sich die Hamburger Hochbahn A.-G. genötigt, die Verwendbarkeit solcher Trägerverstärkungen durch Schweißung zu erproben.

Versuche in der Gleisbauwerkstätte der Hamburger Hochbahn A.-G. zu Stellingen.

Es wurden 2 Paar Träger, die je aus einem unteren Profil I 20 und einem oberen I 18 zusammengesetzt waren, in einer Länge von 10 m zum Versuch bereitgestellt. Die Versuchsstücke wurden, wie aus Abb. 1 ersichtlich, an den Enden in einer Länge von 1,65 m auf beiden Seiten der sich berührenden Flanschkanten miteinander elektrisch verschweißt. Sie waren mit einer Stützweite von 9,70 m gelagert; ein seitliches Kippen der Träger wurde durch einen Diagonalverband verhindert. Quer dazu wurden, symmetrisch zur Trägermitte und in 1,20 m Abstand, 2 I P 20 gelegt und auf sie die aus Straßenbahnschienen von je 900 kg Gewicht bestehende Probebelastung bis zu einer Gesamtlast von 13 t mittelst Kran aufgebracht.

Die Tafel 1 (S. 32) enthält die Versuchsergebnisse. Aus derselben geht hervor, daß bis zur Beanspruchung innerhalb der Elastizitätsgrenze die gemessenen Durchbiegungen mit den errechneten Durchbiegungen für Verbundträger gut übereinstimmen. Eine Zerstörung erfolgte durch Ausknicken des oberen gedrückten Trägers, ohne daß eine Veränderung an der Schweißnaht wahrzunehmen war.

Versuche im Festigkeitslaboratorium der Staatlichen Technischen Schulen zu Hamburg.

Die genannten Versuche gestatteten jedoch keine Feinmessungen. Es wurden deshalb auf Verlangen der Hamburgischen Behörde sowie im Auftrage und nach Angabe der Hamburger Hochbahn weitere Versuche mittels Feinmessungen ausgeführt. Es sollte durch sie festgestellt werden:

1. welche Schweißlänge erforderlich ist, um eine gesicherte Aufnahme der bei Biegung entstehenden Schubkräfte zu erreichen;
2. welche Schweißlänge erforderlich ist, damit beide Träger als ein einheitliches Profil wirken.

Zur Beantwortung der ersten Frage wurden nach Abb. 2 Versuchsstücke aus zwei 30 cm langen Eisen I 12 hergestellt, zwischen welche ein gleich langes Eisen I 10 auf eine nur kurze Länge geschweißt war. Das mittlere Stück wurde auf einer Universalprüfmaschine von 50 t der Firma Spieß in Siegen bis zur Zerstörung der Schweißnähte belastet. Die Versuchsergebnisse sind in der Tafel 2 enthalten. Um eine rechnerische Unterlage für die Beurteilung der erzielten Scherfestigkeit der Schweißnähte zu gewinnen, ist in Abb. 3 der Querschnitt der geschweißten Flansch-

Tafel 1.

Ergebnis der Biegeversuche von 2 Paar 10 m langen, aufeinandergeschweißten Trägerprofilen I 20 und I 18 bei 1,65 m Schweißlänge an den Trägerenden und 9,70 m Stützweite in der Gleisbauwerkstatt „Stellingen".

Statische Werte der Trägerpaare:

I 18: $W_x^o = 161\ \text{cm}^3$ $\quad J_x^o = 1446\ \text{cm}^4$ $\quad J_s = 9048\ \text{cm}^4$

I 20: $W_x^u = 214\ \text{cm}^3$ $\quad J_x^u = 2142\ \text{cm}^4$ $\quad W_s = 467\ \text{cm}^3$

$W_x^o + W_x^u = 375\ \text{cm}^3$ $\quad J_x^o + J_x^u = 3588\ \text{cm}^4$

Auswertung der Probebelastung.

Aufgebrachte Belastung in kg		Spannung	Unverbund. Träger	Verbundene Träger	Beobachtet	Aufzunehmende Schubkraft insges. pro Flansch	Aufzunehmende Schubkraft rechnerisch
$4P$	P	$\sigma = \frac{P a}{W_s} = 0{,}91\,P$	$f = \frac{P a}{E J\, 24}(3\,l^2 - 4\,a^2) = 0{,}0048\,P$	$f = \frac{P a}{E(J_o + J_u)\, 24}(3\,l^2 - 4\,a^2) = 0{,}0019\,P$	f	$Q = \frac{P a S_x}{2 J_x} = 6{,}8\,P$	
440 + 900	335	305	1,61	0,64	0,4	2,28	Bruchlast $P = {}^3/_4 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}4 \cdot 1500 \cdot 40 = 90$ t bei 4facher Sicherheit zulässig $P = {}^1/_4 \cdot 90 = 22{,}5$ t
2 240	560	510	2,69	1,07	0,8	3,80	
3 140	785	715	3,77	1,49		5,35	
4 040	1010	920	4,85	1,92		6,87	
4 940	1235	1125	5,92	2,35	2,3	8,40	
5 840	1460	1330	7,00	2,78		9,95	
6 740	1685	1530	8,10	3,21	3,3	11,45	
7 640	1910	1740	9,15	3,64		13,00	
8 540	2135	1940	10,25	4,06	4,1	14,50	
9 440	2360	2150	11,30	4,50	5,8	16,05	
10 340	2585	2350				17,60	
11 240	2810	2560			7,3	19,10	
12 140	3035	2760			13,0	20,60	
13 040	3260	2960			Beide Träger liegen auf dem Hallenfußboden auf. Bei beiden ist das obere Profil ausgeknickt. Beide Schweißarten zeigen keinerlei Veränderungen.		
13 940	3485	3170					

l_s = Länge der Schweißung.

Probekörper für Schweißversuche.

Abb. 2. Scheerversuche an elektrisch geschweißten Trägern.

kanten in vierfacher Vergrößerung dargestellt. Hierin ist als theoretisch kleinster Querschnitt der Schweiße das gleichschenklige Dreieck $a\,b\,c$ einzusetzen, das durch Ziehen einer geraden Linie $a\,b$ aus der Kante unter einer Neigung von 45° gegen den Flansch gewonnen wird. Die in Rechnung zu setzende Scherfläche der Schweißnaht ermittelt sich dann aus der Schweißnahtlänge l_s, und der Fußbreite d der Schweißnaht, die hier zeichnerisch mit 0,5 cm ermittelt ist. Die auf diese Scherfläche bezogene Scherfestigkeit aus den Versuchsergebnissen sind in Tafel 2 angegeben und zeigen, daß mit einer Scherfestigkeit von im Mittel 3 t/cm² gerechnet werden kann. Diese ist um $^1/_4$ geringer als die Zugfestigkeit des Schweißmaterials, die 4 t/cm² beträgt. Wird also eine vierfache Sicherheit berücksichtigt, so würde sich die Schweißnahtlänge der beiderseits in den Flanschen geschweißten Träger rechnerisch bestimmen lassen aus der Formel

$$l_s = n \cdot \frac{^1/_2 \cdot P_s}{d \cdot {}^3/_4 \cdot \sigma}, \text{ worin bedeuten:}$$

P_s die im Trägerflansch wirkende Schubkraft;
n der Sicherheitsgrad, hier gleich 4;
σ die Zugfestigkeit des Schweißmaterials;
d die Fußbreite der Schweißnaht.

Auf die Fußbreite ist zur Erzielung einer guten Scherfläche besonders Bedacht zu nehmen. Wenn erforderlich, wird der eine der sich berührenden Flanschen mehr oder weniger auszuklinken sein, wie Abb. 4 zeigt.

Abb. 3. Trägerprofile an der Schweißstelle.

Tafel 2.

Ergebnis der Versuche im Festigkeitslaboratorium der Staatlichen Technischen Schulen zu Hamburg.

Nr.	Gesamtlänge der Schweiße in cm	Bruchlast in kg	Bruchlast durch Schweißnahtlänge	Bemerkungen	Bruchlast je cm² Scherfläche
1	18,3	26 300	1435 kg/cm	Schweiße durch Ausbiegen des Körpers abgewürgt	$\frac{1435}{0{,}5} = 2870$ kg/cm²
2	19,3	29 900	1550 kg/cm	Träger knickt aus Schweiße hält	$\frac{1550}{0{,}5} = 3100$ kg/cm²
3	18,8	33 250	1770 kg/cm	Schweiße abgeschert	$\frac{1770}{0{,}5} = 3540$ kg/cm²
4	18,7	29 580	1580 kg/cm	Träger knickt aus Schweiße hält	$\frac{1580}{0{,}5} = 3160$ kg/cm²

Die angestellten Versuche haben ein wesentlich günstigeres Ergebnis gezeitigt, als Dr.-Ing. Neese aus seinen früheren Versuchen nachgewiesen hat. Es sei noch bemerkt, daß die elektrische Schweiße mit keiner größeren Sorgfalt ausgeführt worden ist, als sie die Schweißer der Hochbahn beim Schweißen von Straßenbahnschienen auf der Baustelle anwenden. In seinem Aufsatze „Neuzeitliches Schweißen"[3]) stellt Dr.-Ing. Neese die Formel für die Festigkeit der Kehlschweiße

$$P_s = 0{,}5\, d\, l_s \cdot {}^3/_4 \cdot \sigma$$

auf, während nach unseren Versuchsergebnissen mit dem doppelten Wert von $P_s = d\, l_s \cdot {}^3/_4 \cdot \sigma$ gerechnet werden kann. Dr.-Ing. Neese unterscheidet ferner zwischen Kehlschweißung senkrecht zur Kraftrichtung als Stirn- und parallel zur Kraftrichtung als Flankenschweißung. Für letztere gibt er die Bruchfestigkeit der Schweiße um $^1/_4$ kleiner als die Bruchlast des Schweißmaterials an. Die Schweißen unserer Versuchsstücke sind Flankenschweißen. Die Versuche an diesen haben die Erfahrungen des Dr.-Ing. Neese bestätigt.

[3]) „Bauingenieur" 1924, Heft 19.

Die Beantwortung der zweiten Frage, betreffend die Ermittlung des Einflusses der Schweißnahtlängen auf die Verbundwirkung zweier aufeinandergeschweißter Träger wurde durch Biegeversuche an Trägern untersucht. Zu diesem Zweck wurden nach Abb. 4 u. 5 mehrere Versuchsträger aus 2 I 10 von je 2,20 m Länge an den Enden auf 0, 2, 5, 10, 35 und 50 cm auf beiden Seiten der sich berührenden Flanschen verschweißt. Die Kanten des oberen Flansches wurden um das Maß der Schweißnahtfußbreite $d = 0{,}6$ cm auf die Schweißnahtlänge ausgebrannt. Diese Träger wurden bei 2,00 m Auflagerabstand ebenfalls mittels einer Universalprüfmaschine von 50 t der Firma Spiess in Siegen in der Mitte belastet und die Durchbiegungen mittels Feinmeßgerät mit hundertfacher Übersetzung gemessen.

b = ursprüngliche Flanschbreite.
b' = verringerte Flanschbreite des oberen Trägers.

Abb. 4. Versuchsträger für die Biegeversuche.

A = Kante des Flansches auf die Länge des Schweißes abgebrannt.

Abb. 5. Trägerprofile an der Schweißstelle.

Tafel 3.
Biegeversuche im unelastischen Bereich.
Maximale Belastungen.

Länge der Schweißung in cm	0	2	5	10	20	35	50
Höchstbelastung in t . . .	5,8	6,55	7,65	7,50	7,66	7,86	7,95
Verhalten der Schweißung .	—	wird abgeschert	unversehrt				

Zum Verständnis der in den Tafeln 3 u. 4 verzeichneten Versuchsergebnisse seien hier die statischen Werte der Versuchsträger angegeben. Für jeden einzelnen Träger I 10 ist:

der Trägerquerschnitt $F = 10{,}6\ \text{cm}^2$,
das Trägheitsmoment $J_x = 171\ \text{cm}^2$ und

für den Verbundträger aus 2 I 10 (Abb. 6) ist:

der Trägerquerschnitt $F = 2 \cdot 10{,}6 = 21{,}2\ \text{cm}^2$,

das Verbundträgheitsmoment $J_s = 2\,J + 2\,F\left(\frac{h}{2}\right)^2$
$= 2 \cdot 171 + 2 \cdot 10{,}6 \cdot 5^2 = 872\ \text{cm}^4$.

Das Biegungsmoment bei einer Belastung durch P kg in Trägermitte errechnet sich aus $M_m = P\frac{l}{4} = P \cdot \frac{200}{4} = 50\,P$ kgm.

Die theoretische Durchbiegung für die unverbundenen, ungeschweißten und nur aufeinandergelegten Träger beträgt unter der Last P:

$$f = P \cdot \frac{l^3}{48 \cdot E\left(J_o + J_u\right)}$$

und für die auf ganze Länge verschweißten Träger:

$$f = P \cdot \frac{l^3}{48 \cdot E\,J_s}$$

Abb. 6. Verbundträger 2 I 10.

Der Elastizitätsmodul für das Trägermaterial war zu $\varepsilon = 214 \cdot 10^4\ \text{kg/cm}^2$ gefunden, so daß sich die theoretischen Durchbiegungen für den unverbundenen Träger bestimmen aus:

$$\left(\frac{f}{P} \cdot 10^4\right) = \frac{200^3}{48 \cdot 274 \cdot 342} = 2{,}28\ \text{cm/kg}$$

und für den verbundenen Träger aus:

$$\left(\frac{f}{P} \cdot 10^4\right) = \frac{200^3}{48 \cdot 214 \cdot 872} = 0{,}894\ \text{cm/kg}$$

Die Versuchsergebnisse zeigen nun:

1. die Abnahme der Durchbiegungen mit zunehmender Schweißnahtlänge,
2. die Abnahme der Durchbiegungen der Träger gleicher Schweißlänge mit zunehmender Belastung;
3. die gemessene Durchbiegung für die unverbundenen, nicht geschweißten Träger kleiner als die entsprechende theoretisch errechnete Durchbiegung.

Auffallend sind die letzten beiden Beobachtungen:

Man hätte erwarten sollen, daß die Durchbiegungen der Träger gleicher Schweißlängen entsprechend der zunehmenden Belastung größer würden, und daß die Durchbiegungen der ungeschweißten Träger den theoretischen Biegungswerten weit näher gekommen wären. Da dieses aber nicht der Fall war, so ist eine Erklärung dieser abweichenden Erscheinung darin zu suchen, daß Reibungskräfte in den sich berührenden Flanschen entstehen, die einer freien gegenseitigen Bewegung der Träger entgegenwirken. Diese Reibungskräfte erzeugen also eine gewisse Verbundwirkung, die die Ursache der geringen Durchbiegung ist. So wird es auch einleuchtend, daß bei zunehmender Last die Durchbiegungen gleichartiger Träger kleiner wurden, indem die größeren Lasten auch größere Reibungen in den sich berührenden Flanschen hervorrufen und somit die Verbundwirkung der Träger begünstigen.

Die Abnahme der Durchbiegungen bei zunehmender Schweißlänge kann als ein Maß für die Verbundwirkung beider Träger angesehen werden. Wie läßt sich nun zweckmäßig die Verbundwirkung der Träger in Abhängigkeit der Schweißlängen zum Ausdruck bringen? Da eine Berechnung dieser Abhängigkeit auf streng theoretischem Wege nicht durchzuführen ist, ist im folgenden diese Abhängigkeit aus den Versuchsergebnissen empirisch zu entwickeln versucht worden:

Abb. 7. Verbundträger mit $J_s = J_o + J_u$

Beachtet man, daß das Trägheitsmoment der unverbundenen, aufeinandergelegten Träger die Summe der Einzelträgheitsmomente $J_o + J_u$ ist, daß ferner für den auf ganze Länge geschweißten Träger (Abb. 7) das Trägheitsmoment

$$J_s = \left(J_o + J_u\right) + F_o\left(h_{o_s}\right)^2 + F_u\left(h_{u_s}\right)^2$$

ist, dann muß für den teilweise geschweißten Träger das entsprechend wirksame Trägheitsmoment zwischen den Trägheitsmomenten der ungeschweißten und vollverbundenen Träger liegen.

In beiden Werten ist der Ausdruck $J_o + J_u$ derselbe; es muß also der Ausdruck $F_o\left(h_{o_s}\right)^2 + F_u\left(h_{u_s}\right)^2$ durch Multiplikation mit einem Faktor φ, der als „Verbundfaktor“ bezeichnet werden möge, veränderlich gemacht werden. Der Faktor φ ist von den Schweißlängen der Träger abhängig und wächst von 0 bis 1. Das Verbundträgheitsmoment teilweise geschweißter Träger wäre demnach durch die Formel

$$J_s = \left(J_o + J_u\right) + \left[F_o\left(h_{o_s}\right)^2 + F_u\left(h_{u_s}\right)^2\right]\varphi$$

dargestellt.

Aus den durch die Versuche bestimmten Werten $\left(\frac{f}{P} \cdot 10^4\right)$ ergibt sich bei dem Elastizitätsmodul $E = 214 \cdot 10^4$ ein Verbundträgheitsmoment für die Versuchsträger von:

$$J_s = \frac{1}{\left(\frac{f}{P} \cdot 10^4\right)} \cdot \frac{200^3}{48 \cdot 214},$$

und somit der Verbundfaktor:

$$\varphi = \frac{J_s - \left(J_o + J_u\right)}{F_o\left(h_{o_s}\right)^2 + F_u\left(h_{u_s}\right)^2}$$

Die auf Grund der Versuche mit diesen Formeln errechneten Werte für das Verbundträgheitsmoment und den Verbundfaktor φ sind in der Tafel 4 (S. 34) und der Kurve in Abb. 8 aufgezeichnet.

Abb. 8. Kurve des Verbundfaktors φ. (Vergl. Tafel 4.)

$\frac{2\,l_s}{l}$	$\varphi = \sqrt[8]{\frac{2\,l_s}{l}}$
0,00	0,000
0,05	0,688
0,10	0,750
0,15	0,785
0,20	0,819
0,25	0,840
0,30	0,860
0,35	0,878
0,40	0,892
0,50	0,916
0,60	0,937
0,70	0,957
0,80	0,972
0,90	0,987
1,00	1,000

(mit dem Rechenschieber ermittelt.)

– – – – – Werte für φ aus den Versuchen für die Lasten $P = 500-1500$ kg
—·—·— Werte für φ aus den Versuchen für die Lasten $P = 1500-2500$ kg
——— Werte für φ aus der Formel $\varphi = \sqrt[8]{\frac{2\,l_s}{l}}$

Die Werte für φ sind in den Kurven als strichpunktierte Linien in Beziehung zu den Verhältnissen aus doppelter Schweißnahtlänge $2\,l_s$ zur Trägerlänge l gebracht. Durch Aufzeichnen dieser Kurven auf doppeltem Logarithmenpapier findet man, daß diese der Gleichung

$$\varphi = \sqrt[8]{\frac{2\,l_s}{l}}$$

Tafel 4.

Biegeversuche im elastischen Bereich.

Mittelwerte, gemessen und errechnet aus den Belastungen von P.

1. $P = 500$ bis 1500 kg.

Schweißnahtlänge l_s in cm	Werte für $\left(\frac{f}{P} \cdot 10^4\right)$ in cm/kg		Verbundträgheitsmoment $J_s = \frac{1}{\frac{f}{P} \cdot 10^4} \cdot \frac{200^3}{48 \cdot 214}$ in cm⁴		Verbundfaktor $\varphi = \frac{J_s - (J_o + J_u)}{S_o \frac{h_o^2}{2} + S_u \frac{h_u^2}{2}}$	$\varphi = \sqrt[8]{\frac{2\, l_s}{l}}$
	aus Versuch	aus Theorie	aus Versuch	aus Theorie	aus Versuch	aus Theorie
0	2,004	2,280	—	342	—	[0,00]
2	1,197		652		0,585	0,61
5	1,125		692		0,660	0,69
10	1,102		702		0,679	0,75
20	0,977		798		0,860	0,82
35	0,953		820		0,905	0,88
50	0,921		848		0,956	0,92
100	—	0,894	—	872	[1,000]	[1,00]
2. $P = 1500$ bis 2500 kg.						
0	1,701	2,280	—	342	—	[0,00]
2	1,163		670		0,619	0,61
5	1,093		714		0,701	0,69
10	1,043		746		0,763	0,75
20	0,946		825		0,910	0,82
35	0,939		832		0,920	0,88
50	0,915		852		0,961	0,92
100	—	0,894	—	872	[1,000]	[1,00]

nahezu gerecht werden. Diese Formel ergibt zwar, wie die stark ausgezogene Linie im Kurvenblatt zeigt, kleinere Werte als die durch Versuche errechneten, doch da der unsichere Einfluß der Reibung zwischen den sich berührenden Trägerflanschen unbedingt zu vernachlässigen ist, so sind die kleineren Werte der Formel für die statische Berechnung durchaus als brauchbar und sicher anzunehmen. Für den Konstrukteur bietet die Anwendung dieser Formel keine Schwierigkeit, da die Auswertung durch 3 maliges hintereinander folgendes Wurzelziehen auf dem Rechenschieber leicht auszuführen ist.

Belastungen innerhalb des elastischen Bereiches konnten die Schweißen nicht zum Bruch beanspruchen. Es wurden deshalb auch Biegeversuche an diesen Trägern außerhalb des elastischen Bereiches ausgeführt. Die Ergebnisse dieser Versuche sind in Tafel 3 angeführt. Hierbei blieben die Schweißnähte bis auf eine von 2 cm Länge ebenfalls unversehrt. Die 2 cm lange Schweiße scherte bei einer Trägerbelastung von 6,35 t ab. Es ist anzunehmen, daß die durch Biegung erzeugten Scherkräfte in Abhängigkeit zu den Schweißlängen stehen. Wie läßt sich nun diese Abhängigkeit zwischen Schubkraft und Schweißnahtlänge rechnerisch festlegen? Die Durchbiegung der Träger wird beeinflußt durch die Trägerbelastung P in Trägermitte und die von dieser erzeugte Schubkraft P_s (Abb. 9a). Theoretisch ist die Durchbiegung aus der Last P

1. für den unverbundenen Träger

$$f_1 = P \cdot \frac{l^3}{48 E (J_o + J_u)},$$

2. für den verbundenen Träger

$$f_2 = P \cdot \frac{l^3}{48 E J_s} = P \cdot \frac{l^3}{48 E (J_o + J_u)} = P_s \cdot \frac{l^2 \left(\frac{h_o}{2} + \frac{h_u}{2}\right)}{k\, 8\, E (J_o + J_u)}.$$

somit folgt aus der letzten Gleichung:

$$P_s \cdot \frac{\frac{1}{6}(h_o + h_u)}{k\, 8\, (J_o + J_u)} = P \cdot \frac{l}{48} \left[\frac{1}{(J_o + J_u)} - \frac{1}{J_s}\right]$$

oder

$$P_s = P \cdot \frac{2}{3} \cdot k \cdot \frac{l}{h} \left[\frac{J_s - (J_o + J_u)}{J_s}\right]$$

Hierin ist noch der Wert k zu ermitteln.

Für den symmetrischen Querschnitt ist $F_o = F_u = F$ (Abb. 9b) und bei Last in Trägermitte und Vollschweißung

$$P_s = \mathfrak{Q} \cdot \frac{S_s}{J_s}$$

$$= \text{Querkraftsfläche} \cdot \frac{\text{Statisches Moment d. angeschlossenen Fläche}}{\text{Trägheitsmoment d. gesamten Querschnitts}},$$

also in diesem Falle

$$P_s = P \cdot \frac{l}{4} \cdot \frac{F \cdot \frac{h}{2}}{J_s}$$

Abb. 9b. Abb. 9a.
Ermittlung von Trägerdurchbiegung und Trägerbelastung.

Es ist für diesen auf ganze Länge geschweißten Querschnitt

$$J_s = J_o + J_u + F \cdot \frac{h^2}{2},$$

also

$$\frac{J_s - (J_o + J_u)}{J_s} = \frac{J_o + J_u + F \cdot \frac{h^2}{2} - (J_o + J_u)}{J_s} = \frac{F \cdot \frac{h^2}{2}}{J_s}$$

und somit:

$$P_s = P \cdot \frac{1}{6} \cdot k \cdot \frac{l}{h} \left[\frac{J_s - (J_o + J_u)}{J_s}\right]$$

$$= P \cdot \frac{1}{6} \cdot k \cdot \frac{l}{h} \cdot \frac{F \cdot \frac{h^2}{2}}{J_s} = P \cdot \frac{1}{6} \cdot k\, l \cdot \frac{F \cdot \frac{h}{2}}{J_s},$$

welcher Wert sein soll

$$= P \cdot \frac{l}{4} \cdot \frac{F \cdot \frac{h}{2}}{J_s},$$

also muß endlich sein

$$K = \frac{3}{2}$$

Da dieser Wert für Vollschweißung gilt, so wird k mit $^3/_2$ seinen größten Wert erreichen, und es ist zu vermuten, daß bei teilweiser Schweißung der Wert k eher kleiner wird. Ungünstigst kann also der Wert $^3/_2$ für k beibehalten werden, so daß die Schubkraft für den teilweise geschweißten Träger bestimmt ist durch:

$$P_s = P \cdot \frac{l}{4} \cdot \frac{1}{\frac{1}{2}(h_o + h_u)} \left[\frac{J_s - (J_o + J_u)}{J_s}\right]$$

$$= \mathfrak{Q} \cdot \frac{\varphi \left[\frac{F_o h_{o_s}^2 + F_u h_{u_s}^2}{\frac{1}{2}(h_o + h_u)}\right]}{J_s}$$

Für den symmetrischen Querschnitt ist demnach

$$P_s = \mathfrak{Q} \cdot \frac{\varphi F \cdot \frac{h}{2}}{J_s} = \mathfrak{Q} \cdot \frac{\varphi S_s}{J_s}$$

Es ist bei den Versuchen beobachtet, daß die Schweißen der Versuchsträger innerhalb der amtlich zugelassenen Spannungsgrenzen weder abscherten noch irgend welche Veränderungen zeigten. Hieraus läßt sich folgern, daß für die rechnerische Bestimmung der Schweißnahtlängen weniger die Sicherstellung gegen Abscherung infolge der durch Biegung hervorgerufenen Schubkraft ausschlaggebend ist, als vielmehr die Rücksichtnahme auf eine genügende Verbundwirkung der Träger. Eine Schweiße, die von den Trägerenden aus sich über $^1/_3$ bis $^1/_4$ der Trägerlänge erstreckt, wird immer den auftretenden Schubkräften genügend Widerstand leisten können und nur eine Spannungserhöhung in den Verbundträgern von 3 bis 7 % gegenüber den Spannungen eines vollwirkenden, auf ganze Länge geschweißten Verbundträgers zur Folge haben.

Verschiedenes.

Ein neues Stahlhochhaus in Prag. Dem Zug der Zeit folgend, wird gegenwärtig auch in Prag ein Hochhaus, — das Geschäftshaus Susicky, — in Stahlkonstruktion erbaut. Das Gebäude, in welchem auch ein Theater untergebracht wird, enthält insgesamt neun Geschosse und zwar zwei Keller- und sieben Obergeschosse; es wird nach dem Entwurf und unter der Bauleitung des Architekten Paul Sydow, Berlin, ausgeführt. Entwurf und Berechnung der Ingenieur-Konstruktion sowie die Bauberatung liegt in den Händen der Zivilingenieure Kuhn & Schaim, Berlin. Die Ausführung des Tragwerkes erfolgt in Siliziumstahl mit Rücksicht auf Gewichtsersparnis, kürzere Bauzeit und Raumersparnis und ist der „Witkowitzer Bergbau- und Eisenhütten-Gewerkschaft“ in Mähr.-Ostrau übertragen.

Wir behalten uns vor, über dieses nach Größe und Bauart gleich bemerkenswerte Gebäude nach Fertigstellung noch ausführlicher zu berichten.

Baustoffwahl und Baugeldverzinsung. Die Sicherheit einer Kapitalanlage in Gebäuden hängt von einer Reihe verschiedener Faktoren ab, von denen der bisherige, jetzige und spätere Grundstückwert, der bisherige, jetzige und voraussichtlich spätere Charakter der Gegend — Nähe von Bahnhöfen und Straßenbahnlinien, Geschäftslage, Nachbarschaft von Parks und öffentlichen Anlagen — als solche längst erkannt sind.

In der Fachzeitschrift „The Bank Director“ weist jedoch der bekannte amerikanische Architekt Arthur T. North auf die große Wichtigkeit eines bislang nicht immer genügend beachteten weiteren Hauptfaktors hin, auf die Wahl des Baustoffes. Der von ihm dabei benutzte Vergleich ist so eigenartig und gleichzeitig überzeugend, daß er im folgenden wiedergegeben sei:

Ein Haus ist mehr als ein rein physisches Gebilde, es kann sehr wohl — ähnlich wie jedes Lebewesen — sein besonderes, wechselvolles, bisweilen unregelmäßiges Erleben haben. Auch der Mensch ändert ja seine Beschäftigung, seine Anschauungen und Lebensgewohnheiten, er wird sich unter Umständen — um ein neueres Schlagwort zu benutzen — sehr gründlich „umstellen“ müssen. Aus einem Landwirt, Rechtsanwalt, Ingenieur kann z. B. unter gewissen Verhältnissen ein Politiker, Bankdirektor, Industrieführer werden. Das bedingt natürlich Änderungen in der inneren Einstellung sowohl wie in der äußeren Lebensführung, denen nur ein anpassungsfähiger Organismus gewachsen ist. Menschen, denen diese Fähigkeit fehlt, kommen zurück und scheiden schließlich für das Erwerbsleben aus. Ganz ebenso ist es mit allen für wirtschaftliche oder industrielle Zwecke irgendwelcher Art errichteten Gebäuden. Sie alle sind natürlich zunächst für einen besonderen Zweck zugeschnitten. Bauherr und Architekt müssen jedoch von vornherein weitsichtig genug sein, die Möglichkeit selbst eines durchgreifenden Umbaues infolge veränderter Zweckbestimmung ins Auge zu fassen. Mindestens insofern, als sie bei der Wahl des Baustoffes denjenigen bevorzugen, der späteren Umstellungen die geringsten Schwierigkeiten bereitet. Wo das nicht geschieht, ist ein Umbau nur mit großem Geld- und Zeitaufwand oder gar nicht bezw. nur unvollkommen möglich. Im ersteren Fall droht Unwirtschaftlichkeit, im letzteren tritt mit Sicherheit starke Entwertung ein.

Jede Bank und jeder private Kapitalgeber wird sich also sehr eingehend vor der Hergabe von Baugeldern oder Hypotheken überlegen müssen, inwieweit bei Entwurf und Baustoffwahl des zu beleihenden Gebäudes seinen Interessen Rechnung getragen ist, ob es sich um einen Eintagsbau oder um eine Konstruktion handelt, deren Anpassungsfähigkeit bei einer später nötig werdenden Umstellung Gewähr gegen Entwertung, d. h. mindestens teilweisen Verlust des Kapitals bietet.

Man sage nicht, daß die Notwendigkeit solcher Änderung des Gebäudezwecks zu den Ausnahmen gehören wird. Der Charakter des Berliner Kurfürstendammes heute und vor kaum 20 Jahren beweist — um nur ein Beispiel von vielen zu nennen — das Gegenteil. Die deutschen Großstädte der nächsten zehn Jahre werden diese Beispiele mit Sicherheit vervielfachen.

Aus den Vereinigten Staaten bringt North eine Reihe bemerkenswerter Beispiele:

Das Century-Theater in St. Louis wurde zu einem städtischen Speicher umgebaut. In der gleichen Stadt wurde das Schubert-Theater von der neuen Eigentümerin, der Union Electric Co., zu Geschäfts- und Ausstellungsräumen, das Imperial-Theater zu einem Warenhaus gemacht. Das Holland-Haus, das Manhattan- und das Knickerbocker-Hotel in New York, Planters-Hotel in St. Louis waren für ihren ursprünglichen Zweck veraltet und wurden — um sie wieder zu einer befriedigenden Kapitalanlage zu machen — zu Bureauhäusern umgebaut.

Alle diese doch gewiß durchgreifenden Umbaumaßnahmen waren nur möglich dank der Anpassungsfähigkeit der dabei verwendeten Stahlbaukonstruktion. Auch ohne solche völlige Änderung der Zweckbestimmung werden namentlich bei Industriebauten Umbauten kleineren Umfangs unvermeidlich bleiben: Wechsel der Erzeugung oder des Herstellungsverfahrens, neue Maschinentypen bedingen fast stets auch bauliche Änderungen, die schnell, ohne Betriebsstörung und natürlich möglichst billig durchgeführt werden sollen.

Der Besitzer oder Käufer von Hypotheken solcher Gebäude oder von Aktien solcher Betriebe wird sich fragen müssen, ob der Eisenbeton für solche Notwendigkeiten das geeignete Material darstellt. Aufgebaut auf dem Grundsatz der Monolithät, stellt er dem Versetzen, ebenso dem Verkürzen oder Verlängern von Säulen und Unterzügen, dem Durchbrechen von Decken, dem Ausschneiden einzelner Bauglieder nicht nur infolge seiner Struktur denkbar größten Widerstand entgegen, es würde dadurch auch der ganze Charakter der Konstruktion in Frage gestellt.

Demgegenüber bereitet das Abschneiden, Auswechseln oder Verschieben von Teilen einer Baustahlkonstruktion keinerlei Schwierigkeiten, die statischen Verhältnisse dabei sind genau erfaßbar, die erforderliche Bauzeit die denkbar kürzeste, die Aufrechterhaltung des Betriebes in ganz anderer Weise möglich als beim Einrüsten, Schalen, Betonieren und Stampfen einer Betonkonstruktion

Auch hierfür bezieht sich North auf eine Reihe von Beispielen: Der größte Bäckerei-Konzern Amerikas und wohl der Welt betreibt Fabriken in allen größeren Städten der Union, in denen durch Einbau neuer Öfen, Lüftungs- oder Fördereinrichtungen, Treppen u. a. m. ständig Veränderungen, Verstärkung einzelner Bauteile, Deckendurchbrüche u. dergl. notwendig werden. Die sämtlichen Anlagen dieser Gesellschaft sind in Stahlfachwerk ausgeführt mit Ausnahme einer einzigen, während des Krieges — als Stahl nicht zu beschaffen war — in „anderem Material“ hergestellten. Die Direktion ist dadurch — sehr wider Willen — in die Lage versetzt, Vergleiche anzustellen. Während sie nämlich in ihren übrigen, in Stahlfachwerk hergestellten Fabriken Änderungen schnell und ohne Anstände vornehmen kann, sind diese in der letztgenannten nur mit Schwierigkeiten, großen Kosten, z. T. überhaupt nicht möglich. Die Stahlbauweise hat sich für die Gesellschaft als eine sichere Garantie ihrer Kapitalsanlage erwiesen, wie sie das zweifellos auch in anderen Fällen ebenso tun wird.

Abb. 1. Schwere Stahlfachwerkträger zum Abfangen der von 14 Geschossen auf die Wandstützen zu übertragenden Lasten. (Bemerkenswert die Keile und hydraulischen Winden zur Sicherung der alten Höhenlage bis zum Einbau der neuen Fundamente und Stützen.)

An zweiter Stelle erwähnt North die Hebung einer Zwischendecke in einem hochwertigen Gebäude um etwa 0,45 m, die zur Erhaltung des Nutzungswertes unbedingt erwünscht war. Da es sich um einen Stahlfachwerkbau handelte, gelang die Hebung ohne Zwischenfall und ohne Beschädigung der gehobenen Decke. Sie wäre in einem anderen Material jedenfalls nicht möglich, die Verminderung der Gebäudenutzung davon die Folge gewesen.

Abb. 2. Schwere doppelte Stahlfachwerkträger zum Übertragen großer Stockwerklasten auf die neuen, gegen die alte Anordnung versetzten Hauptstützen.

Die beigegebenen Abbildungen geben Einzelheiten eines großzügigen Bankumbaues wieder: Für die First-National Bank in Chicago ergab sich die Notwendigkeit einer Vergrößerung ihrer Bankräume, so daß sie durch den Kauf des früher der American Trust Co., dann der Dearborn National Bank gehörigen Nachbargrundstückes sowie den eines fünfstöckigen weiteren Hauses ihre Front über die ganze Länge des Blocks zwischen Dearborn- und Clark-Street ausdehnte. Am Westende des bisherigen Hauptgebäudes der Bank befand sich die Eingangshalle mit einer Reihe von Aufzügen, Treppen und Schächten. Um die wichtigsten Bankräume im Erd- und

ersten Obergeschoß auf die ganze neue Länge ohne Hindernis durchzuführen, war es nötig, jene Anlagen zu versetzen und ferner die bisherige Mauer zwischen den beiden Bankgebäuden bis zum vierten Stock zu entfernen. Die stählernen Tragsäulen dieser alten Trennungswand standen nun nicht in der Flucht der Tragsäulen des alten Gebäudes der First National Bank. Es gelang jedoch, vermittels der in Abb. 1 u. 2 dargestellten Abfangekonstruktionen die alten Stützen in den unteren Stockwerken auszubauen und die Lasten der darüberliegenden 14 Stockwerke auf neue Eisenfachwerksäulen, die in der Achse der übrigen standen, zu übertragen.

Der First National Bank sind dadurch, daß beide Gebäude in anpassungsfähiger Stahlkonstruktion ausgeführt waren, sehr große Werte gerettet; sie ist unter ganz außerordentlich günstigen Bedingungen in die Lage versetzt worden, die Grundfläche ihrer Bankräume um 40 % zu vermehren.

Neuartige Aufstellung hoher Stahlschornsteine. Um die kostspieligen Gerüste beim Aufstellen stählerner Schlote zu ersparen und um gleichzeitig die Montagezeit wesentlich abkürzen zu können, wendete die Firma Ernst Pfeffer, Fabrik für Eisenhoch- und Brückenbau in Gispersleben-Erfurt, bei der Aufstellung eines 60 m hohen Saugzugschlotes im Durchmesser von 3,5 m die nachstehend beschriebene, neuartige Bauweise an:

Das viereckige Unterteil von etwa 20 m Höhe wurde mit einem Holzmast montiert, die ersten zwei runden Schüsse mit einem 30 m hohen Schwenkmast. Auf den zuletzt aufgebrachten Schuß wird nun ein eigens hierzu konstruiertes Kipp-Portal aufgesetzt und an den Außenseiten auf zwei Zapfen angebracht. Dann wird das Kipp-Portal nach vorn um etwa 40° geneigt, so daß es genau über die Mitte des am Fuße stehenden nächsten Schusses zu hängen kommt. Eine am Boden aufgestellte Kabelwinde, deren Seil über eine am oberen Querbalken des Kipp-Portals befestigte Rolle läuft, kann nun den angehängten Schuß ohne anzuecken heben (Abb. 1). Hat dessen Unterkante die Oberkante des bereits stehenden Schusses erreicht, wird die Lastwinde stillgesetzt und mit einer anderen Winde das Portal aufgerichtet, bis der Schuß lotrecht über dem Schlot steht und auf denselben herabgelassen werden kann (Abb. 2). Nachdem der Schuß in die richtige Lage gebracht und verschraubt ist, wird das Kipp-Portal mit zwei kurzen Bäumen, die auf einem Podest im Innern des Schlotes stehen, auf dem zuletzt aufgezogenen Schuß befestigt. Dieser Vorgang wiederholt sich, bis der letzte Schuß aufgebracht ist und das Kipp-Portal außerhalb des Schlotes heruntergelassen werden kann.

Abb. 1.

Abb. 2.

Das Kipp-Portal hat den Vorteil, daß es die an ihm wirkenden Kräfte in die Mittelachse des Schlotes überträgt, so daß letzterer während seiner ganzen Aufstellung keinerlei seitliche Kräfte aufzunehmen hat, die ein Umkippen des Schlotes verursachen könnten.

Das Gewicht eines Schusses beträgt etwa 5 t, zur Aufstellung des Schlotes wurden 14 Arbeitstage gebraucht. R. Storch.

Zur Lage auf dem Baumarkt. In der Stahlbau-Industrie sieht man, wie in vielen anderen Zweigen der Eisen verarbeitenden Industrien, die weitere wirtschaftliche Entwicklung recht unklar an. Vielfach spricht man vom Ende der Konjunktur des Vorjahres, die zweifellos, namentlich in der Elektrotechnik, einigen Zweigen der Maschinen-Industrie usw. bestand und vielleicht zum Teil auch jetzt noch besteht. Leider kann man für den Stahlbau noch nicht einmal von einem Anfang einer Konjunktur sprechen, da die im vorigen Jahre einsetzende Belebung zum Stillstand kam, ehe sie sich überhaupt zur „Konjunktur" entwickeln konnte. Ganz abgesehen sei hierbei davon, daß sich die Umsatzsteigerung nur im Absatz äußerte, ohne gleichzeitig auch eine günstigere Gestaltung der Preise herbeigeführt zu haben.

Einen merklichen Impuls könnte auch die Stahlbau-Industrie erfahren, wenn allgemein das Baugewerbe, als eine der wesentlichsten Schlüsselindustrien, die allseitig herbeigesehnte merkliche Belebung erfahren würde. Das Jahr 1927 hat auf diesem Gebiet ja die mannigfachsten und vielversprechendsten Projekte gebracht, die freilich überwiegend Entwürfe blieben. Es gelang nicht, durchführbare Finanzierungspläne aufzustellen. Aufgabe der berufenen Stellen muß es sein, hier mit aller Beschleunigung einzugreifen. Dabei wäre weniger an behördliche Maßnahmen als vielmehr an eine private, aber rasche und tatkräftige Initiative zu denken.

Wenig ermutigend ist es freilich, daß, wie aus den letzten Verhandlungen des Reichstages hervorging, zum mindesten noch 700 Mill. R.-M. des schwebenden Kapitalbedarfs aus dem Jahre 1927 der Konsolidierung harren. Der gemachte Vorschlag, zu diesem Zweck eine Auslandsanleihe von 350 Mill. R.-M. aufzunehmen, dürfte kaum zu einem Erfolge führen. Nicht gering ist deshalb die Gefahr, daß die an sich ja nicht reichlichen Mittel für den Baubedarf 1928 von vornherein einer fühlbaren Verkürzung unterliegen werden.

Neben der finanziellen Frage ist von nicht geringerer Bedeutung die bautechnische Seite des Problems. Hier eröffnen sich auch dem Stahlbau beachtenswerte Aufgaben, durch eine entsprechende Umgestaltung der Bauweisen unter Förderung des Stahlskelett- und Stahlhausbaues Wege zu einer Verbilligung und Beschleunigung des Wohnungsbaues zu erschließen.

Verdingungsordnung für Bauleistungen. Die im Jahre 1926 fertiggestellte Verdingungsordnung für Bauleistungen (V. O. B.) [von der hier in erster Linie interessieren: Teil A „Allgemeine Bestimmungen für die Vergebung von Bauleistungen (DIN 1960)" und Teil B „Allgemeine Vertragsbedingungen für die Ausführung von Bauleistungen (DIN 1961)"] ist nunmehr in weitem Umfange zur Einführung gelangt, zunächst allerdings nur probeweise. Es konnte nicht erwartet werden, daß der erste Versuch zur Schaffung von für ganz Deutschland einheitlichen Bestimmungen über die Vergebung und die vertragliche Übernahme von Bauleistungen restlos glücken würde, wiewohl anerkanntermaßen in der V. O. B. ein außerordentlicher Fortschritt gegenüber dem bisherigen Zustand zu erblicken ist. Erfahrungen mit der V. O. B. sollen gesammelt und an den Reichsminister der Finanzen weitergeleitet werden. Es wird anzunehmen sein, daß mancherlei Anregungen für den weiteren Ausbau der Bestimmungen eingehen werden und daß in den hierüber im Reichsverdingungs-Ausschuß aufzunehmenden Verhandlungen dann auch noch mancherlei Wünsche der Bauindustrie, die zunächst noch zurückgestellt wurden, einer Erfüllung zugeführt werden können.

Die V. O. B. ist, wie schon erwähnt, versuchsweise eingeführt im Bereich der wichtigsten Reichsämter, wie des Reichsfinanzministeriums, der Reichspost, des Reichsverkehrsministeriums, und in dem der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. Auch die Länder haben sie mit wenigen Ausnahmen eingeführt. Es fehlen nur noch Lippe, Hamburg und Bremen. Bayern hat die Einführung der V. O. B. grundsätzlich beschlossen. Ebenso sind viele Städte dem Vorgehen von Reich und Ländern gefolgt, wenngleich auch hier noch eine Anzahl größerer Kommunen, wie Berlin, Düsseldorf, Frankfurt a. Main, Königsberg, Magdeburg, Mannheim, Stuttgart u. a. fehlen.

Es wäre nur zu wünschen, daß durch eine möglichst schnelle und allgemein stattfindende Einführung der V. O. B. diejenigen Grundlagen geschaffen werden, von denen aus sich am abgeschlossensten ein Überblick über das einzelne Für und Wider gewinnen läßt. Freilich sollten sich diejenigen Stellen, die bislang die V. O. B. noch nicht übernommen haben, dazu entschließen, sie zunächst unverändert einzuführen und nicht, wie es zum Teil geschehen ist, nur mit gewissen Streichungen und Abänderungen, wodurch das Gesamtbild zur Beurteilung der fraglichen Dinge nur verwischt werden kann. Zu wünschen wäre ferner, daß neben Reich, Ländern und Kommunen auch die großen Auftraggeber der Privatwirtschaft der Frage einer Übernahme der V. O. B. näher treten würden.

Berichtigung. Von befreundeter und bestunterrichteter Seite werden wir darauf hingewiesen, daß die in Heft 2 des „Stahlbau" auf Seite 14 gebrachte Abb. 3 zu dem Aufsatz von Weiß: „Betrachtungen zum Wettbewerb zwischen Stahl und Eisenbeton mit besonderer Berücksichtigung des Brückenbaues" keine Schweizer Ausführung darstellt, sondern eine Brücke über den Frutzbach bei Meiningen im Oberen Rheintal in Vorarlberg, Österreich. Die Schriftleitung.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des ersten Jahrganges „Der Stahlbau" 7,50 R.-M. und Postgeld

1. Jahrgang | BERLIN, 18. Mai 1928 | Heft 4

Sägedach-Stahlbau von 12600 m² Grundfläche.

Von Ingenieur **Richard Müller.**

Eine der entwicklungsfähigsten Industrien in Deutschland ist die chemische. Sie kann daher auch bei der sonst so ungünstigen Wirtschaftslage größere Neubauprogramme abwickeln, und einem solchen entstammt der nachstehend beschriebene Flachbau aus dem Jahre 1927. Er erscheint recht bemerkenswert: Einmal wegen seiner großen Ausdehnung, sodann wegen der im nachstehenden näher behandelten nicht alltäglichen Form eines dreifachen Sheddaches ohne Fachwerkfüllung mit biegungsfesten Gurten und Diagonalen; endlich aber, weil es sich hier um eine Ausführung handelt, bei der an sich auch Eisenbeton hätte in Frage kommen können, aus wirtschaftlichen Gründen und wegen der allzulangen Bauzeit jedoch außer Wettbewerb bleiben mußte. Aus den Abb. 1 geht die Gestaltung der 12 600 m² großen Grundfläche hervor, aus Abb. 2a u. b die bedeutenden Stützenentfernungen mit 25,35 und 10,40 m in Längs- und Querrichtung. Aus betrieblichen Gründen war eine Sägedachform gewünscht, und bei der erwähnten weiten Stützenstellung ergab sich für die Binder zwangsläufig die Ausführung einer dreifachen Sägeform. Da das Vorhandensein von Säuredämpfen die Wahl möglichst geschlossener Querschnitte nötig machte, und außerdem möglichst wenig Ablagerungsmöglichkeit für Staub vorhanden sein sollte, entschoß man sich, die mit Zwischenbelastung durch Dachhaut oder Oberlicht zwischen den Knoten versehenen Stäbe aus biegungsfesten Profilen, also I NP oder I P herzustellen und jede fachwerkartige Ausfüllung fortzulassen. Allseitig frei im Innenraum liegt allein der Untergurt, der als genieteter Querschnitt aus einem Steg mit zwei Winkeln ausgebildet ist; Obergurtstäbe und Diagonalen dagegen schmiegen sich, soweit es sich um die Innenansicht handelt, dicht den Dach- bezw. Oberlichtflächen an. Es zeigt sich hier die ausgezeichnete Anpassungsfähigkeit des Stahlbaues auch an vom Üblichen abweichende Betriebsverhältnisse. Die Pfetten sind als sogenannte halb eingespannte Träger berechnet und ausgebildet. Sehr günstig erwies sich im Hinblick auf die Aufstellung der Maschinen insbesondere auch die Möglichkeit, die Stützen unter Verwendung von I P mit denkbar kleinstem Raumbedarf ausführen zu können. Abb. 4 zeigt eine Teilaufnahme der Halle und gibt einen Eindruck von der ruhigen Wirkung der gewählten Binderform. Abb. 5 zeigt eine Außengesamtansicht und läßt die Größe des Baues hervortreten.

A Pendelstütze. B feste Stütze. Abb. 2a. Längenschnitt. C Dehnungsfuge.

Abb. 2b. Querschnitt.

Abb. 1. Grundriß.

Abb. 3. Einzelheiten der Shed-Ausbildung.

Bei der konstruktiven Durchbildung der Binder ergaben sich einige neuartige Knotenpunktausbildungen, deren Ausführung in Abb. 3 dargestellt ist. Dank der glücklichen Anordnung derselben wie der gesamten Binderform war die Nietzahl bei dieser, bezogen auf das Quadratmeter der überdachten Fläche, etwa 20 % geringer als bei fachwerkartiger Ausbildung.

Die Standsicherheit des Baues wurde in der einen Richtung durch biegungsfest ausgebildete Stützen, in der anderen Richtung durch ein-

Abb. 4. Innenansicht.

Abb. 5. Außenansicht.

gebaute Portale in Verbindung mit entsprechend angeordneten Verbänden erreicht. — Die Dacheindeckung besteht aus einer Eisenbetonplatte auf eisernen Pfetten bezw. aus kittlosen Oberlichtern.

Ein Teil der Halle ist unterkellert. Das Tragwerk der erforderlichen hoch belasteten Decke ist ebenfalls in Stahlkonstruktion ausgeführt.

Die Montage mußte im Hinblick auf das Bauprogramm in kürzester Zeit erledigt werden. Durch entsprechende Maßnahmen war es möglich, die insgesamt 1264 t in nur zwei Monaten aufzustellen. Da die Dacheindeckung in den bereits fertiggestellten Hallenschiffen gleichzeitig mit der weiteren Montage der Stahlkonstruktion erfolgen konnte, war eine weitere Verkürzung der Gesamtbauzeit möglich und es zeigt sich auch hierin die vorzügliche Eignung des Stahlbaues für derartige Industrieanlagen.

Grenzen für die Lebensdauer des Baustahls?

Wie anderswo hat auch in Amerika der Baustahl ebenso unter den grundlosen Verdächtigungen im Wettbewerb stehender Interessengruppen wie unter der Unkenntnis und Leichtgläubigkeit einer falsch unterrichteten Öffentlichkeit zu leiden. F. W. Skinner, einer der bekanntesten Führer der amerikanischen Technik, hat es sich daher zur Aufgabe gemacht, zugunsten der so ausgedehnte Belange amerikanischer Volkswirtschaft vertretenden Stahlindustrie eine Umfrage bei den Vertretern von Wissenschaft und Praxis zu veranstalten. Bei der Bedeutung seiner Persönlichkeit und dem Gewicht der gefährdeten Interessen darf es nicht überraschen, wenn diese Umfrage mit echt amerikanischer Großzügigkeit erfolgt ist: Bereits 1915 begonnen, wurde sie 1926 erneuert und in erweitertem Umfang durchgeführt, so daß in seinem Bericht an die Ingenieurvereinigung von Brooklyn vom 10. März Skinner in der Lage ist[1]), sich auf Grund von nicht weniger als 17 000 zu den einzelnen Fragepunkten erfolgter Antworten der über 1000 von ihm befragten Sachverständigen zu äußern. Der Kern ihres Inhalts sei hiermit vorweggenommen:

Bei sachgemäßem Entwurf, ebensolcher Ausführung, Aufsicht und Unterhaltung können und werden Stahlbauten — besonders auch im Hochbau — eine unbegrenzte, vielleicht nach Jahrhunderten zählende Lebensdauer[2]) haben.

Es ist an dieser Stelle leider nicht möglich, auf die Unzahl der Antworten im einzelnen einzugehen, um so weniger als sie deutschen Ingenieuren in technischer Hinsicht kaum etwas Neues bringen, jedoch sei der Abschnitt von Skinners Ausführungen wiedergegeben, in dem er die Notwendigkeit seiner Umfrage begründet. Alsdann ist kurz der Inhalt der zu den einzelnen Fragen gegebenen Antworten zusammengefaßt und endlich sind die aus diesen Antworten sich ergebenden Schlüsse gezogen:

„Ab und zu, namentlich aber in der letzten Zeit, ist in der Großstadtpresse ein Ansteigen der Flut von Zuschriften und Aufsätzen festzustellen, die von unwissenden, übelunterrichteten und übelwollenden Personen stammen, welche — um zu billiger Berühmtheit zu gelangen — Furcht und Zweifel erregen oder — um Karriere zu machen — Leute beseitigen wollen, denen sie verpflichtet sind. Die endlich zu privaten Zwecken unnötige Erhebungen vornehmen, womöglich wider besseres Wissen den Baustahl durch falsche Mitteilungen in Mißkredit bringen wollen, um gegnerischen Interessen auch da zu dienen, wo sich das mit der Wahrheit nicht verträgt. Solche Veröffentlichungen greifen insbesondere die Sicherheit, Zuverlässigkeit und Festigkeit des Baustahls an, zumal als Tragwerk bei Hochbauten wie Geschäfts- und Wohnhäusern, Hotels und anderen öffentlichen und privaten Gebäuden.

Man hat nicht nur die Befürchtung, sondern geradezu die Behauptung ausgesprochen, daß die stählernen Tragwerke unserer großen Hoch- und Ingenieurbauten ernsthaft gefährdet wären, sei es durch Rostangriff, innere Veränderungen, schädliche Spannungen und sonstige angebliche Gefahren. Man hat ihren Entwurf bekrittelt, ihre Widerstandsfähigkeit gegen Abnutzung bestritten und auch die Güte mustergültiger Ausführungen angegriffen. Obschon wenige oder gar keine bestimmten Fälle angeführt und jedenfalls keine wirklich ernsteren Tatsachen vorgebracht sind, hat man dennoch beunruhigende und verdächtigende, wenn auch in der Hauptsache unwahre, unehrliche, unvollständige und irreführende Behauptungen aufgestellt: Zu keinem andern Zweck, als um rivalisierende Bauverfahren und Baustoffe zu empfehlen, die oft unerprobt, minderwertig oder doch für den vorliegenden Zweck jedenfalls ungeeignet, bisweilen direkt gefährlich sind."

Den Inhalt seiner Umfrage über den gesamten Komplex der Rost- und Witterungsangriffe, ihre Entstehung und Verhütung faßt Skinner dann im nachstehenden kurz wie folgt zusammen:

„Rost- und Witterungsangriffe gefährden ein Bauwerk nur selten ernsthaft, ob es nun besonders dagegen geschützt ist oder nicht.

Viele Brücken und noch zahlreichere Hochbauten sind viele Jahre lang ohne irgendwelche Rostschäden geblieben.

Alle Stahlbauten, insbesondere stählerne Fachwerke können wirksam gegen Rost geschützt werden.

Schmutz, Feuchtigkeit, Seewasser oder Seeluft und Rauch sind die vornehmlichsten Ursachen der Korrosion.

Reinhalten und Anstrich bieten den besten Schutz dagegen.

Bei genügender Sorgfalt ist es möglich, eine hundertprozentige Sicherheit für Brücken, Gebäude und alle anderen wichtigen Bauwerke zu erzielen."

Zahl und Persönlichkeit der Befragten[3]) verbürgen angesichts der großen Entfernungen und der dadurch bedingten ganz verschiedenen örtlichen Verhältnisse, unter denen die Antworten zustande kamen, absolut zuverlässige und allgemein gültige Anhaltspunkte. In deren Zusammenfassung kommt Skinner dann am Schluß seines Berichtes zu den folgenden Richtlinien:

„Unter günstigen Verhältnissen können Stahlbauten durch Jahrhunderte ohne Gefahr der Rostzerstörung bestehen.

Unter ungünstigen Verhältnissen sind sie ohne entsprechenden Schutz freilich schneller und gefährlicher Beschädigung ausgesetzt.

In allen Fällen ist es jedoch leicht möglich, Stahlbauten einen solchen unbedingt sicheren Schutz mitzugeben.

Zerstörung durch Rost tritt nur bei dauernder Einwirkung von Feuchtigkeit und Sauerstoff ein.

Bei trockener und warmer Luft besteht keine Rostgefahr, falls nicht Säuren, Rauch oder Gase einwirken.

Die Vorbedingungen für das Auftreten von Rost bei Brücken- und Hochbauten sind durchaus bekannt, sie können also beseitigt und geeignete Schutzvorkehrungen getroffen werden. Da gewisse Teile von Stahlbauten dem Rostangriff stärker als andere ausgesetzt sind, hat man für sie besondere Schutzmaßnahmen zu treffen.

[1]) Vergl. Proceedings of the Brooklyn Engineers Club, Volume XXV Part II vom Januar 1927.

[2]) Daß es praktisch nicht immer möglich sein wird, diese Lebensdauer auch wirklich auszunutzen, ist in unserer schnellebigen Zeit mit ihrer raschen Steigerung der Beanspruchungen, städtebaulichen und verkehrstechnischen Änderungen klar. Doch behält der Stahl dann immer noch seinen Materialwert, während z. B. Eisenbetonbauten im besten Fall als sprengtechnisches Versuchsprojekt dienen können; vergl. u. a. „Die Bautechnik" 1927, Heft 11, S. 140.

[3]) Von deren Äußerungen Skinner eine erhebliche Anzahl der wichtigsten im Wortlaut wiedergibt. Vergl. dazu das Aprilheft der genannten Monatsschrift.

Die häufigsten Ursachen der Rostbildung bei Brücken und Hochbauten sind Feuchtigkeit, säurehaltige Dämpfe und Flüssigkeiten, wie sie meist nur in künstlichen Zusammensetzungen, kaum in der Natur vorkommen.

Feuchtigkeit und schädliche chemische Einflüsse treten vor allem bei ständiger Einwirkung infolge Ansammlung von Schmutz und Unreinigkeiten auf.

Der beste Schutz gegen Rost ist also Reinhalten, ein gut deckender Anstrich oder Ummantelung mit Beton.

Gerade mangelnde Sauberkeit ist als einer der gröbsten Verstöße bei der Unterhaltung zu betrachten. Ebenso mangelhafte Anstrichmittel und -arbeit oder unregelmäßige Erneuerung des Anstrichs.

Bei Ummantelung mit Beton muß der Stahl gegen das Eindringen von Feuchtigkeit und Dämpfen durch Risse oder Fugen minderwertigen Betons geschützt werden und dessen Ausführung mit besonderer Sorgfalt erfolgen.

Die Verwendung von Schlackenbeton bei Ummantelungen steigert die Rostgefahr, statt sie zu verhüten.

Schon zweckmäßiger Entwurf kann eine Reihe der Ursachen des Rostangriffs ausschalten. Fehler dabei fördern den letzteren.

Wo der Angriff gewisser Dämpfe und Säuren zu erwarten steht, bedarf ein Stahlbau regelmäßiger Beaufsichtigung. Korrosion jeder Art an Stahlbauten ist stets äußerlich wahrnehmbar, auch bei sorgfältig ummanteltem Stahl sind Rosterscheinungen vermutlich durch die Ummantelung hindurch wahrzunehmen.

Jedenfalls kann selbst bei fehlerhafter Ummantelung eine ernsthafte Beschädigung der Baustahlglieder nicht eintreten, ohne rechtzeitig auch äußerlich kenntlich zu werden.

In den weitaus meisten Fällen wird man bei Stahlbauten Rostschäden also bemerken müssen, ehe sie gefährlich werden können. Stahl im Innern trockener, warmer und sauberer Räume rostet nie und benötigt nur selten eines Schutzanstriches.

Die Hauptursachen für gelegentlich mögliche Rostschäden bei Hochbauten sind mangelnde Sorgfalt bei der Ausführung und falsche Sparsamkeit, vor allem auch mangelndes Verständnis der Baufirmen, der Bauleitenden und der Bauherrschaft.

Eisenbahnbrücken sind, weil bei ihrer Unterhaltung eben die erforderliche Sorgfalt waltet, kaum je infolge Rostschäden unbrauchbar oder erneuerungsbedürftig geworden, ebensowenig Straßenbrücken: Beide erreichen, obschon sie doch recht schweren Beanspruchungen ausgesetzt sind, vielmehr häufig eine sehr lange Lebensdauer.

Nach der Meinung einer sehr großen Anzahl erfahrener und vorsichtiger Sachverständiger haben überhaupt bei sachverständiger Unterhaltung sowohl Brücken- wie Hochbauten eine praktisch unbegrenzte Lebensdauer.

Im allgemeinen läßt sich mit verhältnismäßig geringen Kosten bei angemessener Sorgfalt in Materialauswahl, Verarbeitung, Entwurf, Montage, Schutzanstrich und Unterhaltung die Gefahr der Beschädigung durch Rost völlig ausschalten. Kein anderer Baustoff besitzt die Festigkeit, gleichmäßige Beschaffenheit, Zuverlässigkeit und Dauer, ist so gut zu verarbeiten und so wirtschaftlich wie bei richtigem Entwurf und Rostschutz der Baustahl.“

Das neue Kühlhaus der Firma Behr & Mathew im Hamburger Freihafen.

Von Direktor **Hans Schmuckler**, Berlin.

Infolge der durch den Bolschewismus in Rußland verursachten Umwälzung hat die Einfuhr von russischen Eiern nach Deutschland fast vollständig aufgehört. Als Ersatz der billigeren russischen Eier kommen in erster Linie solche aus China in Betracht, welche von der Firma Behr & Mathew, Hamburg, in großen Mengen mit eigenen Kühldampfern eingeführt werden. Zur Einlagerung dieser leicht verderblichen Ware war die Anlage eines eigenen Kühlhauses im Hamburger Hafen erforderlich, welche im Jahre 1926 im Freihafengebiet am Roßkai errichtet worden ist.

Das große Bauwerk umfaßt mit seinen zehn Stockwerken eine Nutzfläche von etwa 22 500 m², von welchen 2600 m² auf den Anbau für eigene und fremde Bureauzwecke, der Rest auf das eigentliche Kühlhaus entfallen. Die Grundfläche des Baues beträgt bei 48,65 m Länge und 48,15 m Breite 2340 m², der gesamte umbaute Raum 95 000 m³.

Die Pläne stammen von dem Hamburger Architekten B. D. A. Otto Hoyer, dessen musterhafter Bauleitung die Ausführung des gesamten Rohbaues, trotz mancherlei unvorhergesehener Schwierigkeiten, in der kurzen Zeit von acht Monaten zu danken ist. Zehn Monate nach Beginn der Bauarbeiten konnten die ersten Einlagerungen vor sich gehen.

Die Architektur des Bauwerkes entspricht seinem Zweck. Da die Wände des Kühlhauses keine Fensteröffnungen aufweisen, haben die großen, glatten, mit Klinkern verkleideten Wandflächen eine einfache und straffe Gliederung durch senkrechte Pfeilerstreifen in scharriertem Vorsatzbeton erhalten. In gleicher Weise sind auch die Gebäudeecken betont. Ein Simsband faßt diese Pfeiler oben und über den Toröffnungen zusammen (Abb. 7 u. 8).

Das landseitig dem Kühlhaus vorgelagerte Bureaugebäude zeigt wagerechte Gliederung und bildet mit seiner aufgelösten Fensterwand einen belebenden Gegensatz zu den großen, glatten Wandflächen des Kühlhauses. Auf Abb. 8 ist hinter der Bureauhausfront das polygonal gestaltete Treppen-

742,5
5185
5185
5185
5185
5185
5185
5185
5185
5185
742,5
48150
735
6340
6340
6340
6340
6340
6340
735
39510
9100

Abb. 1. Grundriß.

Abb. 2. Aufriß (links durch Wand- und Deckenisolierung, rechts durch das Stahlskelett).

haus erkennbar, während im Vordergrund das Transformatorengebäude steht, welches mit dem Kühlhaus durch einen Tunnel verbunden ist. (Vergl. a. Grundriß, Abb. 1.)

Im Keller- und Erdgeschoß des Kühlhauses befindet sich ein besonderer Maschinenraum; Lastaufzüge und Treppen sind zentral angeordnet. Damit ist die Möglichkeit gegeben, die einzelnen Geschosse weitgehend zu unterteilen. Das Erdgeschoß dient in der Hauptsache als Abfertigungsraum für die ein- und ausgehenden Güter. Rampen an der Land- und Wasserseite vermitteln den Verkehr zu den Kühlschiffen, zur Eisenbahn und zu den in die Stadt abfahrenden Fuhrwerken. Zur Einlagerung des Kühlgutes sind das Kellergeschoß und sämtliche Obergeschosse bestimmt.

Die Stahlkonstruktion des Kühlhauses besteht aus Trägern, Unterzügen und Stützen. Sie bildet ähnlich den amerikanischen Hochhäusern ein Skelett, dessen Aufstellung nach Fertigstellung der Fundamente vollständig unabhängig von den übrigen Bauarbeiten vorgenommen werden konnte. Aus dem Grundriß (Abb. 1) und dem Aufriß (Abb. 2) ist die Gliederung der tragenden Stahlkonstruktion ersichtlich. Zwischen der eigentlichen Tragkonstruktion und den äußeren Umfassungswänden wurde zu Isolierzwecken in ganzer Höhe ein 16 cm breiter Schlitz freigelassen. Die äußere $1^1/_2$ Stein starke Haut in Stahlfachwerk mit Klinkerverblendung steht frei für sich und ist nur durch gelenkig angeschlossene Flachstäbe mit dem tragenden Stahlgerippe des Kühlhauses verbunden, um die

Abb. 4. Bauaufnahme am 14. 8. 1926.

Abb. 5. Bauaufnahme am 7. 11. 1926.

Abb. 3. Innerer Stützenzug mit etwa 600 t Belastung.

Isolierung so wenig wie irgend möglich zu durchbrechen. Durch entsprechende Abbretterung je zweier Geschosse konnte gleichzeitig an mehreren Decken und an der Ausmauerung der Wände gearbeitet werden. Die Deckenträger liegen in Abständen von 2,11 m und tragen armierte Hohlsteindecken. Die Höhenlage der Deckenträger wurde so getroffen, daß sie ohne Ausklinkungen an die Unterzüge angeschlossen werden konnten. Die Unterzüge schließen an die Flansche der Breitflanschträger an, welche den Kern der Stützenzüge bilden. Die Stützen (Abb. 3) sind in ihrer Querschnittsausbildung den nach unten zunehmenden Belastungen angepaßt. Die Verwendung von breitflanschigen Trägern, insbesondere der parallelflanschigen Peiner Profile, hat beträchtliche Vorteile. Sie ergeben mit den zur Flanschaussteifung und Vergrößerung der Trägheitsmomente nach der *Y*-Achse aufgesetzten Flach- und Winkeleisen einheitlich wirkende Querschnitte, bei denen jedes Bindematerial entfällt und außerdem ist bei diesen Querschnitten die Werksausführung und Aufstellung verhältnismäßig einfach. Die Stützen stehen auf Rosten von I-Trägern, Abb. 3 läßt auch die Ausbildung des Stützenfußes erkennen.

Kräftige Anschlüsse der Deckenträger und Unterzüge an die Stützen ergeben eine gute Aussteifung des ganzen Gebäudes. Die dadurch erzielte Steifigkeit genügt für die Standsicherheit des Gebäudes während der Aufstellung. Große wagerechte Kräfte, insbesondere Windlasten, werden nach der Fertigstellung des ganzen Gebäudes durch die steifen Deckenplatten in die fensterlosen Wände abgeleitet.

Die Gründung des Gebäudes erfolgte auf rd. 1200 Eisenbetonpfählen von 13 bis 14 m Länge und 34 × 34 cm Querschnitt. Die Belastung der Pfähle wurde von der Baupolizeibehörde Hamburg auf 35 kg/cm² Pfahlquerschnitt begrenzt. Auch die Fundamente der Umfassungswände sind auf Eisenbetonpfählen gegründet. Während im allgemeinen die Stützen des tragenden Stahlgerippes bis zu den zu einzelnen Pfahlgruppen zusammengefaßten und mit einer Eisenbetonplatte

Abb. 6. Bauaufnahme am 30. 11. 26.

versehenen Pfahlfundamenten herunterreichen, wurden die stählernen Außenstützen teilweise aus besonderen Gründen nur bis zur Deckenhöhe des zweiten Obergeschosses herabgeführt. Den unteren Teil dieser Wände bildet eine Eisenbetonwand und Tragkonstruktion. Der Kellergeschoßfußboden ist als kreuzweise bewehrte Eisenbetonplatte ausgeführt, welche zwischen den einzelnen Pfahlgruppen in besonderen Rippen fest eingespannt ist. Sämtliche oberen Decken des Kühlhauses und des Bureauanbaues einschließlich des Daches sind als durchlaufende armierte Hohlsteindecken mit 3 cm Betondruckschicht ausgebildet. Die Nutzlasten sind:

für die Decke über dem Kellergeschoß . . . . . 1500 kg/m²
für die Decken über dem Erdgeschoß, dem 1., 2. und
3. Obergeschoß . . . . 1650 „
für die Decken über dem 4. bis 8. Obergeschoß . . 1100 „

Die etwa 22 500 m² Decken wurden trotz mancher Behinderung und Unterbrechung in 3½ Monaten hergestellt. Das Hochmauern der Umfassungs- und Zwischenwände erfolgte fast durchweg nach Herstellung der darüberliegenden Decke, so daß der Rohbau einschließlich der Fundierung in den Monaten Mai bis Dezember 1926 ausgeführt werden konnte. Innerhalb dieses Zeitraumes wurden auch die Fundamente der Maschinen für die Kühlanlagen hergestellt, welche durch Fugen von den eigentlichen Kühlhausfundamenten getrennt sind.

Bezüglich des Wärmeschutzes waren bei diesem Kühlhaus sehr weitgehende Anforderungen zu erfüllen. Zunächst liegt, wie bereits erwähnt, die tragende Stahlkonstruktion vollständig innerhalb der Umfassungswände. Die inneren Stützen sind mittels Zellenbeton nach den Patenten der Ingenieurbaugesellschaft Christiani & Nielsen m. b. H., Hamburg, ummantelt worden, damit ist ein guter Wärme-, Rost- und Feuerschutz erzielt. Außerdem wurden noch etwa 4000 m² Decken- und Fußbodenisolierung mit Zellenbeton ausgeführt, da in den in verschiedenen Stockwerken sich befindenden Luftkühlräumen eine Temperatur von — 26° C zn halten war. Die Wände, welche die Luftkühlerräume von den Kühlräumen, in denen das Kühlgut lagert, abschließen, wurden in zwei Schichten mit überdeckten Fugen hochgemauert. Auch der Zellenbeton-

Abb. 7. Ansicht von der Landseite mit Transformatorengebäude.

Isolierbelag der Fußböden ist in zwei Lagen, ebenfalls mit überdeckten Fugen, verlegt. Insgesamt wurden bei dem Bau etwas über 1000 cm³ Zellenbeton eingebaut (Abb. 2 links). Sämtliche Außenwände des Kühlhauses sind außerdem mit 8 + 8 cm-Korksteinplatten isoliert, die in besonderem Korksteinkitt verlegt wurden. Zum Schutz der Korkplatten sind diese innen nochmals durch $^1/_2$ Stein starke Wände verkleidet. Schließlich sind auch die Fußböden und der Fahrstuhlschacht zu Isolierungszwecken mit Korksteinplatten belegt worden. Beim Kellerfußboden kamen zwei Lagen von 8 + 6 cm Stärke, bei der obersten Decke zwei solche von je 8 cm Stärke, bei den übrigen Geschoßdecken eine Lage von 8 cm Stärke und beim Fahrstuhlschacht zwei von je 6 cm Stärke zur Verwendung.

Für die Aufstellung des rd. 45 m hohen Stahlgerüstes wurden zwei besondere Aufstellungstürme verwendet. Diese Türme waren mit besonderen elektrisch angetriebenen Schwenkkranen versehen und die Abb. 4 bis 6 geben einen Überblick über den schnellen Fortgang der Arbeiten.

Abb. 8. Ansicht von der Wasserseite mit Ladeanlagen.

Die Kühlanlage dient hauptsächlich der Konservierung von Eiern, ist aber so bemessen, daß sie auch zur Kühlung von Gefrierfleisch und anderen Kühlgütern benutzt werden kann. Außerdem sollen Brucheier in Büchsen möglichst rasch eingefroren und in diesem Zustand erhalten werden. Dementsprechend gliedert sich die Anlage in eine Kühlanlage für die oben angeführten Kühlgüter für das gesamte Kühlhaus mit einem Rohrleitungsnetz, welches das Arbeiten mit zwei verschiedenen Verdampfungstemperaturen, z. B. — 10 ° C für frische Eier und — 18 ° C für Gefrierfleisch gestattet, zur möglichst wirtschaftlichen Anpassung der Verdampfungstemperatur an die durch die verschiedenen Kühlgüter geforderten Raumtemperaturen, und davon getrennt in eine Gefrieranlage zum Ausfrieren von Brucheiern in Büchsen bei — 30 ° C Verdampfungstemperatur, die ebenso vollständig in sich geschlossen wie die Hauptanlage, unabhängig und auch parallel mit dieser betrieben werden kann. Die von den Kältemaschinen der Hauptanlage maximal lieferbare Leistung beträgt rund 1 400 000 Kal./Std. oder 33 600 000 Kal. je Tag.

Diese Tagesleistung entspricht der Schmelzwärme einer Eismenge, die in einem Güterzuge verladen 42 Waggons zu je 10 t einnehmen würde. Eine so große Eismenge müßte täglich zum Schmelzen gebracht werden, wollte man die Kälte ersetzen, die von den Maschinen geliefert wird. Daß die Maschinen aber bedeutend tiefere Temperaturen erreichen, als wie durch Eisschmelzen möglich ist, ist schon aus den angegebenen Verdampfungstemperaturen ersichtlich. Die Ausführung der beschriebenen Anlage entspricht genau den Vorschriften des Lloyds Register of Shipping.

Zum Verkehr innerhalb des Gebäudes dienen ein Personenaufzug im Bureaugebäude mit 300 kg Tragkraft und fünf Personen- und Lastenaufzüge im eigentlichen Kühlhaus mit je 1250 kg Tragkraft.

Die gesamte in den Gebäuden eingebaute Stahlkonstruktion wiegt rd. 2500 t. Geliefert und ausgeführt wurde sie von Heinr. Aug. Schulte A.-G., Hamburg, in Gemeinschaft mit H. C. E. Eggers & Co., Hamburg, und Breest & Co., Berlin.

Die Fundierungs- und Eisenbetonarbeiten wurden von der Ingenieurbaugesellschaft Christiani & Nielsen m. b. H., Hamburg, ausgeführt.

An den übrigen Lieferungen waren beteiligt: für die imprägnierten Expansit-Korksteinplatten: Grünzweig & Hartmann G. m. b. H., Hamburg; für die Kühl- und Gefrieranlage: Gesellschaft für Lindes Eismaschinen A.-G. in Wiesbaden und für die Aufzüge: Otis Aufzugswerke G. m. b. H., Hamburg.

Straßenbahnbrücke in Karlsruhe: Ein Beispiel für die Wiederverwendungsmöglichkeit von Stahlbauten.

Von Ingenieur **Friedrich Desch**, Eisenwerk Grötzingen.

Einer der größten Vorzüge des Stahlbaus gegenüber dem Eisenbetonbau ist unbestreitbar der einer leichten Demontagemöglichkeit und Verwendbarkeit an anderer Stelle. Die im nachfolgenden kurz behandelte Ausführung ist ein weiterer Beweis für die Vorteile einer Stahlbaukonstruktion auch nach dieser Richtung.

Die städtische Straßenbahn in Karlsruhe mußte beim Bau der Linie nach dem Strandbad Rappenwörth die Reichsbahn an einer dreigleisigen Strecke kreuzen. Da jedoch eine Verlegung dieser letzteren für später geplant ist oder doch schienenfreie Straßenüberführungen vorgesehen sind, verlangte die Reichsbahn schon jetzt, daß auch die Straßenbahn überführt werde. Auch die Stadt beabsichtigt ihrerseits bei Verlegung der Reichsbahnstrecke die Anlagen von Straßenüberführungen, über die dann auch die Straßenbahn zu leiten sein wird. Da aber nicht zu ersehen ist, ob diese Pläne sich in den nächsten Jahren verwirklichen lassen werden, mußte an eine zeitweilige Anlage gedacht werden, für die man folgende Lösung fand: Die Straßenbahn wird auf einer Stahlbrücke über die Hardtstraße und die Reichsbahn hinweg geführt. Um Kosten zu ersparen, sollte diese Brücke nur dem Straßenbahnverkehr dienen und derart ausgeführt werden, daß ihre leichte Demontage gewährleistet ist. Die Ausführung erhielt das Eisenwerk Grötzingen für seinen Entwurf einer als Gerberträger ausgebildeten Blechträgerbrücke. Die Brücke hat fünf Öffnungen zu je 18 m, ihr Mittelteil ist als Rahmen mit Kragenden, die Endfelder sind als einfache Kragträger ausgeführt, und zwar derart, daß über der Straße und der Reichsbahn die eingehängten Träger liegen, daß also an diesen Stellen der Zusammenbau ebenso wie der spätere Ausbau mit einem Mindestmaß von Verkehrsstörung erfolgen kann (Abb. 1).

Abb. 1. Ansicht.

Die Kragträger ruhen auf der einen Seite auf einer Pendelstütze; auch diese Anordnung wird seinerzeit eine schnelle Demontage ermöglichen. Die Stoßanordnung des Rahmens ist derart, daß die Stiele ohne große Schwierigkeiten von den Hauptträgern getrennt werden können. Einzelheiten sind aus Abb. 2 u. 3 ersichtlich. Die gesamte Konstruktion ist sehr leicht gehalten und wiegt nur etwa 68,0 t. Sie ist trotzdem tragfähig genug, daß sie — wenn später die Brücke an dieser Stelle überflüssig wird — beim Ausbau neuer Vorortlinien der Straßenbahn Verwendung zur Überbrückung von kleinen Wasserläufen ohne allzu große Abänderungen finden kann.

Abb. 2. Querschnitt.

Abb. 3. Einzelheiten der Stützenanschlüsse und der Gelenkausbildung.

Die Schwingungstagung in Darmstadt.

Von Dr.-Ing. Willy Prager, Darmstadt.

Die letzte Tagung des Schwingungsausschusses des Vereins Deutscher Ingenieure in Braunschweig beschäftigte sich in der Hauptsache mit den Fragen dynamischer Festigkeit, während auf der diesjährigen Tagung in Darmstadt vom 29. bis 31. März mehr die für den Bauingenieur wichtigen Schwingungsfragen behandelt wurden: Schwingungen am Eisenbahnoberbau, Brückenschwingungen, Erschütterungswirkungen des Straßenverkehrs, Fundamentschwingungen, Schwingungsmesser und die neuere Entwicklung der Dauerprüfmaschinen. Auf Wunsch der Schriftleitung soll hier nur über einige Vorträge berichtet werden, deren Thema in das Gebiet des „Stahlbau“ fällt.

In einem sehr lehrreichen Experimentalvortrag führte Prof. Blaess, Darmstadt, Schwingungsmodelle des Lehrstuhls Mechanik II der Technischen Hochschule vor: Zunächst Systeme von endlich vielen Freiheitsgraden; sie besitzen eben so viel Eigenschwingungsformen wie Freiheitsgrade. Sind in einem solchen System rotierende Massen (Kreisel) enthalten, so wird dadurch die Anzahl der Eigenschwingungsformen nicht beeinflußt, wohl aber die Lage der Eigenschwingungszahlen. Wichtiger sind die Systeme, bei denen Masse und Federung stetig verteilt ist, sie weisen unendlich viele Eigenschwingungsformen auf. An einer biegsamen Welle wurden die drei ersten Eigenschwingungsformen mit keinem, einem und zwei Knoten gezeigt. Besonderes Interesse für den Bauingenieur besitzt das Fundamentmodell: Ein leichter Kasten (Fundamentblock), der zwei von verschiedenen Elektromotoren angetriebene Wellen mit Schwungscheiben trägt, ist so auf Federn gelagert, daß er entsprechend den sechs Freiheitsgraden eines starren Körpers Schwingungen ausführen kann. Durch Einsetzen von Unbalanzmassen in die Schwungscheiben können sechs verschiedene Schwingungsformen erregt werden; laufen die beiden Elektromotore nicht genau mit der gleichen Drehzahl, so entstehen besonders gefährliche Schwebungen, die zum Bruch des Fundamentes führen können. Es zeigt sich hier die Bedeutung dynamischer Gesichtspunkte bei der Berechnung von Tragwerken.

Wohl bei keiner Konstruktion des Bauingenieurs muß die Beanspruchung des Materials so sehr von der dynamischen Seite her beurteilt werden wie beim Eisenbahnoberbau, über dessen Schwingungen Oberbaurat Saller, Regensburg, sprach. Bereitet schon die Berechnung der statischen Be-

anspruchung eines Gleises auf elastischer Bettung Schwierigkeiten, so entzieht sich die dynamische Beanspruchung infolge der Schienenstöße und der nicht vollkommen runden Räder nahezu jeder theoretischen Erfassung. Man ist hier vor allem auf Messungen angewiesen. Viel benutzt wird der Spannungsmesser von Okhuizen, der mit etwa 60 mm Meßlänge und 400facher Vergrößerung arbeitet. Infolge seiner Trägheit ist dieser Spannungsmesser jedoch nicht geeignet, die dynamische Beanspruchung festzustellen, man benötigt hierzu ein Gerät, dessen Eigenschwingungszahl mindestens das vierfache der in Betracht kommenden Schwingungszahl beträgt. Nun treten aber beim Eisenbahnoberbau minutliche Schwingungszahlen von 15 000 bis 20 000 auf, so daß man Schwingungsmesser von sehr hoher Eigenschwingungszahl braucht. Bei geringer Zuggeschwindigkeit stimmen die mit dem Okhuizenschen Gerät und dem Schwingungsmesser von Dr. Geiger aufgenommenen Diagramme einigermaßen überein; bei wachsender Zuggeschwindigkeit zeigt sich aber immer mehr die Unbrauchbarkeit des statisch eingestellten Spannungsmessers von Okhuizen. Allerdings scheint der Geigersche Schwingungsmesser die dynamische Wirkung infolge von Schleuderkräften etwas zu übertreiben, so daß man auch diesen Messungen nicht vollkommen trauen darf. Es erscheint zweifelhaft, ob bei den unvermeidlichen Massenwirkungen auf rein mechanischem Wege das Ziel zu erreichen ist.

Über die Messungen dynamischer Wirkungen bei Brücken berichtete Dipl.-Ing. Bühler. Nach einem Überblick über die älteren Messungen seit 1849 (England) ging der Vortragende auf die neueren Messungen ein: 1917 Schweiz, 1917 bis 1921 Brückenkommittee der indischen Bahnen, 1920 England, 1921 Deutsche Reichsbahn. Trägt man die aus diesen Versuchen ermittelten Stoßbeiwerte (Verhältnis der Differenz von dynamischer und statischer Durchbiegung zur statischen Durchbiegung) als Funktion der Spannweite auf, so ergibt sich eine vollkommen ungeordnete Punktmenge. Es rührt dies davon her, daß die seitherigen Messungen viel zu wenig Wert auf systematisches Vorgehen legten. Es genügt nicht, die Durchbiegungen weniger Punkte zu messen, es müssen die räumlichen Bewegungen möglichst aller Knoten aufgenommen werden. Sodann muß versucht werden, die einzelnen schwingungserregenden Ursachen getrennt zu erfassen. Hierzu sind einwandfreiere Meßinstrumente nötig, als zurzeit vorliegen, außerdem muß die Möglichkeit einer ständigen Kontrolle und Nacheichung dieser Instrumente auf Schwingungstischen geschaffen werden. Auf dem bisher verfolgten Wege ist jedenfalls nichts mehr zu erreichen.

Infolge der stark vorgeschrittenen Zeit — Begrenzung der Rede- und Diskussionszeit wäre zweckmäßig gewesen — mußte Prof. Hort, Berlin, leider seine Ausführungen über die Theorie der Brückenschwingungen stark einschränken. Die dynamische Beanspruchung einer Brücke beim Befahren wird hervorgerufen durch die Krümmung der Bahn (Zentrifugalkräfte), die Diskontinuität der Lasten (Einzellasten, nicht gleichmäßig verteilte Belastung), die Schleuderwirkung nicht ausgeglichener Massen und die Schienenstöße. Die ersten beiden Beanspruchungsarten werden als Zimmermann- und Timoschenko-Effekt bezeichnet (der Zimmermann-Effekt wurde allerdings schon von Stokes berechnet). Der durch diese beiden Effekte sowie durch den Rädereffekt bedingte Stoßbeiwert hängt nur von dem Verhältnis der Brückeneigenschwingungsdauer zur Überfahrtzeit ab. Schwerer zu erfassen ist der Stoßeffekt; addiert man die aus der Theorie der Stabschwingungen sich ergebenden Stoßbeiwerte für diese vier Effekte, so erhält man für Brücken größerer Spannweite recht gute Übereinstimmung mit den empirisch gefundenen Werten.[1])

Die durch Befahren einer Brücke erzwungenen Schwingungen haben meist wesentlich geringere Schwingungszahl als der Grundton der Brücke. Resonanz tritt bei den heutigen Zuggeschwindigkeiten nicht auf, die Berechnung der Eigenschwingungszahlen hat infolgedessen bei einer Brücke geringere Bedeutung.

[1]) Nach Ansicht des Referenten ist diese Addition nicht zulässig. Der Zimmermann-Effekt berücksichtigt nur die Masse der Last, und der Timoschenko-Effekt nur die Eigenmasse der Brücke. Es ist zweifelhaft, ob das Zusammenwirken von Zug- und Brückenmasse sich durch einfaches Addieren der Teilwirkungen erfassen läßt.

Bei Maschinenfundamenten, über deren Schwingungen Privatdozent Prager, Darmstadt, berichtete, kommt jedoch der Berechnung der Eigenschwingungszahl eine wesentliche Bedeutung zu, da die Maschinendrehzahl hinreichend weit von den benachbarten Eigenschwingungszahlen entfernt liegen muß. Die gebräuchlichen Rechnungsverfahren nach Dr. Geiger und Dr.-Ing. Rausch liefern nur die beiden niedrigsten Schwingungszahlen. Unter Verwendung der partiellen Differentialgleichung für die freien Transversalschwingungen eines Stabes kann die genaue Berechnung sämtlicher Eigenschwingungszahlen eines Fundamentrahmens durchgeführt werden. Meist wird die Forderung aufgestellt, daß die Maschinendrehzahl mindestens 30% unter der Eigenschwingungszahl des Grundtones der symmetrischen Schwingungen liegen soll. Bei hohen Maschinendrehzahlen ist es jedoch außerordentlich schwer, den Rahmen so steif auszubilden, daß dieser Forderung Genüge geleistet wird, und man wird hier dazu übergehen, die Maschine zwischen zwei Obertönen des Fundamentes laufen zu lassen. Beim Anlassen der Maschine müssen dann die kritischen Bereiche rasch durchlaufen werden.

Neben den freien und erzwungenen Schwingungen von Bauwerken sind für den Bauingenieur die Schwingungen des Erdbodens von Bedeutung. Hier hat die Seismik Untersuchungsmethoden und Meßinstrumente geschaffen, über die Prof. Angenheister, Potsdam, sprach. Es sind zwei Arten von Wellenausbreitung möglich: Raumwellen (Kompressions- und Scherungswellen) und Oberflächenwellen (Rayleigh- und Schichtschwingungen). Zur Messung der Schwingungen werden Seismographen verwendet, die im wesentlichen aus einer pendelnd aufgehängten Masse bestehen, Eigenperiode und Dämpfung müssen zweckmäßig gewählt werden. Es wurden Seismogramme gezeigt von natürlichen Beben, von Beben, die durch Sprengung erzeugt waren, und von Erschütterungen des Bodens durch Fahrzeuge und Maschinen. Ganz besondere Bedeutung scheint folgender Erfahrungstatsache zuzukommen: Während die Frequenz der Bodenschwingungen in der Nähe des Fundamentes noch mit der Maschinendrehzahl übereinstimmt, ist sie in größerer Entfernung nur durch die Bodenart bedingt.

Über die Erschütterungswirkungen des Straßenverkehrs berichtete Dr.-Ing. Menges, Buchschlag. Von wesentlicher Bedeutung ist die Geschwindigkeit und Bereifungsart der Fahrzeuge, sowie die Beschaffenheit der Straße. Pneumatik ist dem Vollreifen und dem Luftkammerreifen überlegen. Die Schädlichkeit der Erschütterungen hängt von der Amplitude a und der Frequenz ω der erzwungenen Schwingungen ab; während in der Seismik $A\,\omega^2$ als Schädlichkeitsmaß benutzt wird, ist bei den Verkehrserschütterungen die Schädlichkeit proportional $A^2\,\omega$ zu setzen, da es sich hier nicht um einmalige Beanspruchung, sondern um einen Dauerzustand handelt. Während die Lastkraftwagen Schwingungen großer Amplituden hervorrufen, werden durch die elektrische Straßenbahn nur kleine Erzitterungen von hoher Frequenz verursacht.

Auf ein anderes Gebiet führte der Vortrag von Prof. Esau, Jena, der über die Dämpfungsfähigkeit von Materialien berichtete. Auf elektromagnetischem Wege wird ein Versuchsstab zu Longitudinalschwingungen angeregt, die dann frei ausklingen. Aus dem Dekrement dieser Schwingungen kann auf die Dämpfungsfähigkeit des Materials geschlossen werden. Um den Einfluß der Luftdämpfung zu beseitigen, wird die Apparatur unter einen evakuierten Glaszylinder gesetzt. Es wurden die Dämpfungskurven verschiedener Stoffe, darunter auch Glas und Porzellan, gezeigt und besprochen.

Auf die weiteren interessanten Vorträge über Schwingungs- und Auswuchtmaschinen, sowie über experimentelle Untersuchungen an Schwingungsmessern kann mangels Raum nicht eingegangen werden.

Knickung zweier gegeneinander abgestützten Stäbe.

Mitteilungen aus der Versuchsanstalt für Statik an der Technischen Hochschule in Charlottenburg von **A. Hertwig** und **H. Petermann.**

Im Brücken- und Stahlhochbau werden häufig auf Druck beanspruchte Stäbe, die, mit ihrer ganzen Länge in Rechnung gestellt, nicht knicksicher sind, gegen benachbarte Stäbe mit günstigeren Belastungen und Querschnitten abgestützt. Die beiden Stäbe sind durch Querstäbe verbunden, die als gelenkartig angeschlossen betrachtet werden dürfen. Für die Rechnung denken wir uns die Verbindung über die ganze Länge der Hauptstäbe stetig verteilt. Dieser Doppelstab unterscheidet sich vom mehrteiligen Druckstab mit einer Belastung P in seiner Achse dadurch, daß seine beiden Einzelstäbe dauernd jeder für sich eine bestimmte gegebene mittige Belastung tragen. Für die Ausknickung soll nur die Verbiegung in der Ebene der beiden Stäbe in Frage kommen. Beim Stab 1 der Abb. 1, der die kleinere Knicksicherheit besitzen soll, wirkt die Kraft in den Verbindungsstäben gegen die Ausbiegung, beim Stab 2 in der Richtung der Ausbiegung.

Die Gleichungen der elastischen Linien lauten für die beiden Stäbe:

$$E\,J_1 \cdot \frac{d^4 y_1}{d x^4} + P_1 \cdot \frac{d^2 y_1}{d x^2} + p_x = 0$$

$$E\,J_2 \cdot \frac{d^4 y_2}{d x^4} + P_2 \cdot \frac{d^2 y_2}{d x^2} - p_x = 0.$$

Die Lösung lautet $y_1 = e^{w\,x}$, $y_2 = \varkappa\, e^{w\,x}$, worin $\varkappa$ eine Konstante ist, die von den elastischen Eigenschaften der Verbindungsstäbe abhängig und gleich oder kleiner als Eins ist. w ergibt sich aus der Gleichung

$$E\,(J_1 + J_2\,\varkappa)\,w^4 + (P_1 + P_2\,\varkappa)\,w^2 = 0$$

$$w^2 = -\frac{P_1 + P_2\,\varkappa}{E\,(J_1 + J_2\,\varkappa)} = -\alpha^2$$

$$y_1 = A_1 \sin \alpha\,x + B_1 \cos \alpha\,x$$

$$y_2 = \varkappa\,(A_2 \sin \alpha\,x + B_2 \cos \alpha\,x).$$

Aus den Grenzbedingungen $x = 0$, $y_1 = y_2 = 0$ folgt $B_1 = B_2 = 0$, aus $x = l$, $y_1 = y_2 = 0$ folgt $\sin \alpha l = 0$ oder $\alpha l = n \pi$.

Der kleinste Knickwert ist also

$$P_1 + P_2 \varkappa = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot E (J_1 + J_2 \varkappa).$$

Der Wert $\varkappa$ läßt sich nur errechnen, wenn man mit der genaueren Gleichung der elastischen Linie arbeitet, denn bei der ungenaueren Gleichung werden bekanntlich die Ausbiegungen unbestimmt.

Ist $\varkappa = 1$, wird also $y_1 = y_2$ gesetzt, d. h. wird die Elastizität der Querstäbe vernachlässigt, dann ist

$$P_1 + P_2 = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot E (J_1 + J_2).$$

Ist $P_2 = 0$, d. h. der Stützstab unbelastet, so ist

$$P_1 = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot E (J_1 + J_2).$$

Diesen letzten Fall wollen wir experimentell prüfen, da er am einfachsten verwirklicht werden kann.

Abb. 1. Belastungsschema.

Es wurden zwei gleiche Doppelstäbe, die Stäbe 31a und 31b, die in Abb. 2 dargestellt sind, in der stehenden 500-t-Maschine der Versuchsanstalt dem Knickversuch unterworfen.

Den Hauptstab (Stab 1) bildete ein I NP 34 mit $J_1 = 674$ cm⁴ und $F = 86{,}8$ cm², den Nebenstab (Stab 2) ein aus 2 ⊏ NP 14 bestehender Rahmenstab mit $J_2 = 2 \cdot 605 = 1210$ cm⁴. Die Knicklänge zwischen den Schneiden der Maschine betrug 5,0 m.

Die Knicklast ist danach:

$$P_K = \frac{\pi^2 E}{l^2} (J_1 + J_2)$$

$$P_K = \frac{9{,}87 \cdot 2\,100\,000 \cdot (674 + 1210)}{500}$$

$$P_k = 156 \text{ t}.$$

Der Einbau der Stäbe geschah in der Weise, daß der Hauptstab mit der Stegachse in die Schneidenebene eingestellt wurde, wobei eine geringe Abweichung von der Geraden von 1,1 bezw. 0,85 mm in der Weise berücksichtigt wurde, daß die Druckachse gegen die Stabsehne soweit verschoben wurde, so daß ein Ausgleich der Momente eintrat. Der Nebenstab war in der Mitte lotrecht gestützt durch ein parallel zu den Schneiden auf hölzerner Unterlage verlegtes schwaches Rundeisen und war an seinen Enden etwa in Schneidenhöhe seitlich gestützt durch je einen Rahmen aus Winkel- und Flacheisen, der am Schneidenlager angeschlossen war. Der Stab selbst wurde nach Anbringen der Querstäbe in den beiden Rahmen durch Keile seitlich festgelegt. Die sieben Paar von Querstäben waren beiderseits durch genau passende gedrehte Schraubenbolzen angeschlossen.

Die Belastung, die nur auf den Hauptstab wirkte, erfolgte in Stufen von 12,5 t. Gemessen wurden in der Mitte des Hauptstabes die Randspannungen an zwei gleichliegenden Kanten beider Flanschen, die eine sehr gute Uebereinstimmung und damit eine gleichmäßige Druckverteilung in der Schneidenrichtung zeigten, ferner bei Stab 31a auch die Randspannung an beiden ⊏ 14 in der Mitte des Nebenstabes und schließlich die Durchbiegungen aller Knotenpunkte. Die der Stabmitten betrugen unter der Last von 100 t bei Stab 31a 2,7 mm, bei Stab 31b 3,2 mm. Beide Stäbe bogen sich nach links durch.

Die erreichten Höchstlasten waren:

bei 31a: 146 t, bei 31b: 148 t.

Die Übereinstimmung bei beiden Versuchen war hiernach gut, und die Abweichung von dem rechnerischen Wert von 156 t nur gering.

Abb. 2a. Ansicht.

Abb. 2b. Grundriß.

Abb. 2a u. b. Darstellung der Versuchsstätte.

Achtgeschossiges Geschäftsgebäude für die Firma Samt & Seide G. m. b. H., Mannheim.

Von Oberingenieur **Ludwig Wolff**, Kaiserslautern.

Im Gegensatz zum Industriebau, in dem der Stahl wohl überall weitgehende Anwendung gefunden hat, werden seine Möglichkeiten für den Bau von Geschäfts- und Bureauhäusern noch nicht entfernt nach Gebühr ausgenutzt: In weiten Bezirken Deutschlands findet der Baustahl Verwendung nur für die Ausführung von Stützen und Unterzügen bei beschränkten Raumverhältnissen, während für die übrige Tragkonstruktion Mauerwerk oder Eisenbeton verwendet wird. Die Zahl der Bureau- und Geschäftsgebäude, bei denen die gesamte Tragkonstruktion in Stahl und nur die Ausfüllung der Wände und Decken in Mauerwerk bezw. in Beton ausgeführt wurde, ist bis jetzt gerade in den Großstädten Süddeutschlands im Vergleich zu Norddeutschland auffallend gering. Die Gründe für diese Erscheinung sind wohl mehr in den persönlichen Anschauungen der Architekten und Bauherrschaften zu suchen, als in technischen und wirtschaftlichen Vorteilen anderer Bauweisen. Erst in letzter Zeit läßt sich ein erhöhtes Interesse der bauenden Kreise für die Stahlbauweise feststellen, das sich auch in einer steigenden Anzahl von Ausführungen auswirkt.

Im folgenden soll auf die vor kurzem erfolgte Erstellung eines großen Geschäftsgebäudes in Mannheim für die Firma Samt & Seide G. m. b. H.

Abb. 2. Bauaufnahme von der Giebelseite.

Abb. 3. Bauaufnahme von der Langseite.

näher eingegangen werden, bei dem der baukünstlerische Entwurf und die Oberleitung in den Händen von Regierungsbaumeister Fritz Nathan, Architekt B. D. A. in Frankfurt a. Main lag, während der Entwurf für die Ausbildung der Stahlkonstruktion sowie deren Lieferung und Aufstellung durch das Eisenwerk Kaiserslautern erfolgte.

Abb. 1. Querschnitt des Flügelbaues.

Das Gebäude besteht aus einem Frontbau von etwa 32 m Länge und 10 m Tiefe sowie einem Flügelbau von etwa 45 m Länge und 16 m Tiefe, die beide achtgeschossig ausgebildet sind (vergl. Abb. 1). Die oberen Geschosse sind mit Rücksicht auf den besseren Lichteinfall in die Straße und die seitlichen Höfe zurückspringend angeordnet.

Für die Ausbildung der Tragkonstruktion in Stahl war in erster Linie die bessere Raumausnutzung ausschlaggebend, die sich durch die geringen Abmessungen der Unterzüge und Stützen, sowie durch die Ausbildung der Wände in nur ein Stein starkem Ziegelmauerwerk ergab. Als weiterer Grund sei noch auf die bei vollständiger Unabhängigkeit von der Witterung erzielte geringe Bauzeit verwiesen, worauf bei Besprechung der Montage noch näher eingegangen werden soll. Unter Berücksichtigung aller für den Vergleich in Betracht kommenden Umstände bot die Ausführung in Baustahl gegenüber anderen Bauweisen auch wirtschaftliche Vorteile.

Der Frontbau ist in Stützen- und Trägerkonstruktion ausgeführt und sei, da er keine bemerkenswerten Besonderheiten aufweist, nicht weiter besprochen.

Der Flügelbau mußte mit Rücksicht auf die hier besonders zu beachtenden Bedingungen in Rahmenkonstruktion ausgeführt werden und sei im folgenden eingehender behandelt: Bestimmend für die Wahl der Rahmenkonstruktion war

1. Die geforderte geringe Höhe der Unterzüge bei gleichzeitiger großer Stützweite — 16 m —, wobei auch auf die Einhaltung einer Durchbiegung von etwa 1/500 der Stützweite geachtet werden mußte. Besonders schwere Belastungen erhielten die oberen Rahmen durch die zurückspringende Anordnung der oberen Stockwerke.
2. Die Aufnahme der Windkräfte, die bei der großen Höhe des Gebäudes besondere Beachtung beanspruchte, da bei der Ausführung der Decken in Hourdisbauweise mit einer Übertragung der Windkräfte auf die Giebelmauern nicht gerechnet werden konnte und die Windkräfte in jedem Feld abzuleiten waren.

Das statische System der Rahmenkonstruktion besteht aus einer Reihe übereinander angeordneter Zweigelenkrahmen, wobei jeweils der Riegel des unteren Rahmens das Zugband für den darüberliegenden bildet. Die Trägheitsmomente für die Pfosten wurden so groß gewählt, daß durch die Einspannung der Riegel an diese die Verwendung von Normalprofilen für die Riegel noch möglich war.

Die Ausbildung der Rahmenkonstruktion (Abb. 1) erfolgte in der Weise, daß die Stützen aus Winkeln und Platten in I-förmigen Querschnitten zusammengenietet wurden; für die Riegel wurden I NP 60 verwendet, die bei den oberen Rahmen mit Rücksicht auf die Belastung durch die Rahmenstiele mit aufgenieteten Lamellen verstärkt wurden. Abb. 2 und 3 zeigen den Zusammenbau von der Giebel- und einer Längsseite her: Die genannten Einzelheiten sind gut erkennbar, doch war es leider nicht möglich, den achtgeschossigen Bau in seiner Gesamtheit wirken zu lassen, da die Ausmauerung unmittelbar im Anschluß an die Montage folgte und auch die Enge der Straße bei der Aufnahme hinderlich war.

Die Ausbildung der Rahmenecken erfolgte so, daß ein einwandfreier Anschluß des Walzträger-Riegels an den zusammengenieteten Pfosten gewährleistet ist. Ebenso wurde auf sorgfältige Übertragung der Eckmomente besonderer Wert gelegt. Beim Fußpunkt des Zweigelenkrahmens wurde für zentrische Auflagerung und freie Drehbarkeit im Sinne der Berechnungsannahmen Sorge getragen.

Die Decken wurden mit Rücksicht auf geringes Gewicht und die leichte und schnelle Herstellungsmöglichkeit als Hourdis-Leichtsteindecken gewählt. Die besonders geformten Tonsteine wurden zwischen die Walzträger, die mit einem Abstand von etwa 1 m vorgesehen waren, verlegt, und darüber zum Ausgleich eine Leichtbetonschicht auf diesen Zementestrich aufgebracht. Das Eigengewicht der Decke betrug ohne die Walzträger einschließlich einer Linoleumabdeckung und des unteren Putzes 370 kg/m², die Nutzlast 500 kg/m².

Mit Rücksicht darauf, daß auf beiden Seiten des Flügelbaues umfangreiche Ausschachtungsarbeiten für die Unterkellerung des Hofes vorgenommen wurden, konnte eine Kranbahn für einen das ganze Gebäude überspannenden Portalkran auf Terrainhöhe nicht vorgesehen werden. Erst nach Aufstellung sämtlicher Rahmen des Erdgeschosses konnte etwa in Fußbodenhöhe des ersten Obergeschosses eine Laufbahn für den Montagekran angebaut werden. Dieser Kran war als Portalkran ausgebildet und diente jeweils zur Montage zweier Geschosse des Flügelbaues. Nach Fertigstellung dieser Geschosse wurde die Kranbahn entsprechend höher verlegt, der Kran gehoben und zur Montage zweier weiterer Geschosse verwendet. Zur Montage des Frontbaues konnte ein vor der Gebäudefront laufender Turmdrehkran der Baufirma Verwendung finden, der auch das Material für den Flügelbau dem Portalkran zubrachte.

Mit Hilfe dieser Montageeinrichtungen konnte der Bau, dessen Gesamteisengewicht über 800 t beträgt, in knapp zwei Monaten — September und Oktober 1927 — aufgestellt werden.

Entsprechend dem Montagefortgang wurden von der Baufirma Leonhard Hanbuch Söhne in Mannheim die Decken eingebracht sowie die Wandausmauerung vorgenommen, so daß noch vor Eintritt des Winters die gesamten Rohbauarbeiten zu Ende gebracht werden konnten.

Kanalbrücken im Wechsel der Verkehrsanforderungen.

Die mannigfachen, infolge wachsender Anforderungen und Erhöhung der Betriebslasten entstandenen brückenbautechnischen Aufgaben sind vom deutschen Stahlbrückenbau, namentlich bei Eisenbahnen restlos und in der Regel ohne erhebliche Schwierigkeiten gelöst worden.

Wie mannigfach sich diese Anforderungen aber auch bei anderen Verkehrsanlagen gestalten können, dafür bietet sich in Deutschland neuerdings ein ganz eigenartiges Beispiel, welches wiederum die Überlegenheit des Stahlbrückenbaues über den Massivbrückenbau, insbesondere über den Eisenbetonbrückenbau, unter Beweis stellen dürfte. Bei einem großen norddeutschen Kanalnetz hat sich schon nach verhältnismäßig kurzer Betriebsdauer infolge zunehmenden Verkehrs das Bedürfnis herausgestellt, durch Hebung des Wasserspiegels um 80 cm einen größeren Tiefgang für Kanalschiffe zu erreichen. Dadurch wird eine Hebung der zahlreichen, die Kanäle überspannenden Eisenbahn- und Straßenbrücken um das gleiche Maß erforderlich. Für die Hebung der Brücken ist nur eine ein- bis zweitägige Unterbrechung der Schiffahrt zulässig, ferner ist bei den Eisenbahnbrücken auf geordnete Durchführung des Bahnverkehrs Rücksicht zu nehmen. Bei den nach hunderten zählenden Stahlbrücken wird sich diese Hebung ohne besondere Schwierigkeiten und ohne große Kosten durchführen lassen; nicht aber bei den ebenfalls vorhandenen Eisenbetonbrücken. Hier muß voraussichtlich Ersatz durch neue Stahlbrücken geschaffen werden.

Die zuständige Behörde steht mithin vor der gewiß ernsten Entscheidung, den Abbruch, das Abräumen und den Ersatz der erst wenige Jahre alten Eisenbetonbrücken mit einem zweifellos sehr erheblichen Kostenaufwand in Aussicht zu nehmen. Ob diese Arbeiten ohne empfindliche Störungen des Schiffahrtbetriebes überhaupt durchführbar sind, bleibt zum mindesten sehr fraglich. Sie werden auf alle Fälle die Lösung interessanter technischer Probleme ergeben, und wir behalten uns vor, später darüber eingehender zu berichten, wenn nicht die Absicht der Verkehrserweiterung an den durch die vorhandenen Eisenbetonbrücken bedingten hohen Kosten zum Schaden der deutschen Binnenschiffahrt scheitert.

Viel ist schon über die Bewährung und Zweckmäßigkeit der beim Brückenbau im Wettbewerb stehenden Baustoffe geschrieben worden und vielfach wird hierbei immer und immer wieder auf die angeblich begrenzte Lebensdauer der Stahlbrücken hingewiesen. Zwei als Autoritäten auf dem Gebiet des Brückenbaues bekannte Fachleute, Reichsbahndirektor Geh. Baurat Dr. Schaper, Berlin,[1]) und Reichsbahnoberrat Dr. Schaechterle, Stuttgart,[2]) können für sich das Verdienst in Anspruch nehmen, sowohl die Frage der Unterhaltungskosten als auch der Lebensdauer von Brücken auf Grund langjähriger und überzeugender Erfahrungen in umfassender Weise geklärt zu haben. Beide kommen übereinstimmend zu dem Schluß, daß nicht nur Stahlbrücken, sondern auch Massivbrücken und insbesondere Eisenbetonbrücken der Unterhaltung bedürfen und daß allzu große Unterschiede zwischen den verschiedenen zur Anwendung kommenden Baustoffen nicht bestehen. Schaper bezeichnet ferner die Annahme, daß Eisenbetonbrücken eine längere Lebensdauer als eiserne Brücken haben werden, als falsch, weil die Erfahrung gezeigt habe, daß nicht Altersschwäche den Abbruch einer Brücke bedingt, sondern entweder die Verlegung des Verkehrsweges, in dessen Zug die Brücke liegt, oder die Zunahme der Belastung. Da aber Stahlbrücken im letzteren Falle verstärkt werden können, Eisenbetonbrücken jedoch nicht, so folgert Schaper weiter, daß Stahlbrücken hinsichtlich der Lebensdauer sogar günstiger dastehen als Eisenbetonbrücken.

In ähnlicher Weise äußert sich Schaechterle, welcher dem Vorzug der Anpassungsfähigkeit der Stahlbrücken an wechselnde Bedürfnisse, ihren Verstärkungs-, leichten Abbruchs- und Wiederverwendungsmöglichkeiten die geringe Anpassungsfähigkeit der Eisenbetonbrücken und damit die Beschränkung ihrer Verwendungsmöglichkeit gegenüberstellt. Auch in seinem vorzüglichen Buch „Verstärkung, Umbau und Auswechselung von Eisenbahnbrücken"[3]) sagt Schaechterle auf S. 46/47:

„Die Eisenbetonbauten müssen mit besonderer Vorsicht gebaut werden weil sie nachträglich weder abgeändert noch verstärkt werden können. Der Abbruch ist schwierig und teuer. Wegen der geringen Anpassungsfähigkeit an wechselnde Bedürfnisse kommt die Eisenbetonausführung nur für solche Bauwerke in Frage, bei denen Änderungen in absehbarer Zeit ausgeschlossen sind."

Die Geschichte des Stahlbrückenbaues verzeichnet in der Tat eine große Zahl von Verstärkungsbeispielen, sogar von solchen wiederholter Verstärkungen. Auch Schaechterle bringt darüber in seinem eben erwähnten Buch beachtenswerte, statistische Angaben, die auch erkennen lassen, in welchem riesigen Umfang die Deutsche Reichsbahn ihr durch Erhöhung der Betriebslasten notwendig gewordenes Verstärkungsprogramm in den letzten acht Jahren auf Stahlbrücken ausdehnen konnte.

Auch im Falle der Auswechselung von Eisenbahnbrücken können alte Stahlüberbauten an anderer Stelle, u. a. auch als Straßenbrücken, wieder verwendet werden. Über derartige Fälle hat das Schrifttum mehrfach berichtet. Wie einfach sich die Auswechselung von Stahlbrücken vollzieht, beschreibt u. a. Dr. Fischmann in einem Aufsatz „Der Abbruch der Alsenbrücke in Berlin".[4]) Als besondere Vorteile der Stahlbrücken führt auch Fischmann hierbei an, daß der Abbruch ohne Behinderung der Schiffahrt durch feste Rüstungen mit geringen Kosten und in kürzester Zeit möglich war, daß ferner keinerlei Sprengungen oder Schneidearbeiten erforderlich waren und schließlich, daß die abgebrochene Brücke ohne besonderen Kostenaufwand an anderer Stelle wieder verwendet werden kann. Massiv- und Eisenbetonbrücken können diesen erheblichen wirtschaftlichen Vorteil keineswegs für sich geltend machen und erst kürzlich wurde wieder über einen Fall berichtet, demzufolge eine in den Vereinigten Staaten erst vor fünf bis sechs Jahren erbaute große Eisenbetonstraßenbrücke durch eine vollständig neue Brücke ersetzt werden mußte, weil die Anlage eines Stausees die Verlegung des Straßenzuges, in welchem die Brücke liegt, erforderlich machte.[4])

Ob danach die vielfach für gewisse Baustoffe in Anspruch genommenen, bisher nichts weniger als erwiesenen Ewigkeitswerte bei Verkehrsbauten überhaupt jemals praktische Vorteile bieten, muß bei den durch die Entwicklung des Verkehrswesens bedingten ständig wechselnden Anforderungen bezweifelt werden. Die angeführten Vorgänge und Beispiele dürften aber für die Ausführungen Schapers und Schaechterles neue und überzeugende Beweise erbringen.

[1]) Eisen und Eisenbeton im Brückenbau. „Der Eisenbau" 1919, S. 176/79.

[2]) Wirtschaftlicher Vergleich zwischen Eisenbeton- und Eisenbauten. „Schweizerische Bauzeitung" 1926, Nr. 14.

[3]) Berlin 1926, V. D. I.-Verlag G. m. b. H.

[4]) „Der Bauingenieur" 1928, S. 4/5.

Verschiedenes.

Die Verwendung hochwertiger Baustähle. Der durch die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1924 eingeführte hochwertige Baustahl St 48 mit 48 bis 58 kg/mm² Festigkeit und 30 kg/mm² Streckgrenze ist von den deutschen Konstruktionswerken bereits in ansehnlichem Umfange für Stahlbauten des In- und Auslandes verwendet worden. In den Jahren 1924 bis 1927 dürften rd. 100 000 t dieses Baustoffes in Deutschland verarbeitet worden sein. Der vor etwa zwei Jahren ebenfalls durch die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft eingeführte Silizium-Baustahl St Si übertrifft St 48 an Güte noch erheblich, da er bei ungefähr gleicher Festigkeit eine bedeutend höhere Streckgrenze besitzt als St 48, nämlich 36 kg/mm². Dieser hochwertige Silizium-Baustahl ist bereits vereinzelt im Jahre 1926, in größerem Umfange aber erst im vergangenen Jahre verwendet worden. Das gesamte bisher verarbeitete Gewicht dürfte ungefähr auf 25 000 bis 35 000 t zu veranschlagen sein.

Der größte Teil dieser hochwertigen Baustähle hat bei Brückenbauten, namentlich solchen der Deutschen Reichsbahn, jedoch auch bei neuen Straßenbrücken wie den Rheinbrücken in Köln-Mülheim, Düsseldorf und bei einer Reihe anderer Straßenbrücken mit gutem Erfolg Anwendung

gefunden. Die hochwertigen Baustähle haben sich jedoch auch bei Stahlhochbauten bereits Eingang verschafft dank der Vorteile, welche sie durch Materialersparnis bei großen Stützweiten und Lasten sowie bei schwierigen konstruktiven Verhältnissen bieten.

Die Weiterentwicklung in Deutschland wird vielleicht dahin gehen, daß künftig ausschließlich der Silizium-Baustahl St Si als hochwertiger Baustoff angewendet wird.

Baustahl, Bank- und Geschäftshausbau.[1]) Alexander B. Trowbridge, beratender Architekt der General Reserve Board in New York und vermöge dieser Eigenschaft wohl wie wenige berufen, in Fragen des Bank- und Geschäftshausbaues zu urteilen, spricht sich zu diesem Gegenstand wie folgt aus:

„Der Begriff des „Veraltens" von Geschäftsgebäuden ist richtig zu verstehen. Gelegentlich ist man geneigt, damit die Vorstellung des baulichen Verfalls zu verbinden, während er in Wahrheit doch so gut wie stets nur die Wertminderung infolge unmodern gewordener Anlage, Verschiebung des Verkehrs und Veränderung des Charakters der Gegend bedeuten kann."

Selbstverständlich lehnt Trowbridge die bekannten, gegen den Stahlbau erhobenen Einwände der Rostgefahr und dergl. ab, auf die an dieser Stelle nochmals einzugehen daher verzichtet werden kann. Dagegen führt er eingehend aus, warum gerade das — richtig zu verstehende — „Veralten" durch die Anwendung der Stahlbauweise auszuschalten ist, bezw. seine nachteiligen Folgen ganz oder zum großen Teil aufzuheben sind.

Das „Veralten" eines Bank- oder Geschäftsgebäudes, d. h. seine geminderte Verwendbarkeit bei den sich heute stetig steigernden Ansprüchen kann überwunden werden zunächst durch Aufstockung, durch Anbau oder Einbeziehung eines Nachbargebäudes. Ferner durch Überführen des Gebäudes zu anderer Verwendung, gegebenenfalls unter entsprechendem Umbau, etwa für Läden, Lagerräume und dergl. Endlich durch Abbruch und Bereitstellen des Grundstückes für einen zweckentsprechenden Neubau.

All diese mehr oder weniger durchgreifenden Heilmittel lassen sich offenbar am schnellsten und billigsten dann vornehmen, wenn das Gebäude in Stahlfachwerk ausgeführt war, dessen wertvoller Baustoff selbst im Fall eines Abbruches zum großen Teil noch weiter nutzbar gemacht werden kann. Man vergleiche dazu die Zeit und die Kosten, die der Abbruch und der Abraum eines Eisenbetonfachwerkbaues erfordert.

Man rede nicht von dem Ewigkeitswert einer solchen „monolithischen" Konstruktion: Gerade diese Eigenschaft — ob man davon in Wahrheit überhaupt sprechen kann, steht auf einem andern Blatt — muß sie für den Bank- und Geschäftshausbau[2]) von vornherein ausschließen. Die Unabwendbarkeit des „Veraltens" aller Gebäude dieser Art sollte in unserer schnellebigen Zeit die Aufmerksamkeit der beteiligten Bauherren-, Geldgeber- und Architektenkreise in ganz anderem Maße erwecken, als es bislang geschieht. In seinem Vorstandsbericht vor der 19. Jahresversammlung der National Association amerikanischer Hauseigentümer und Verwalter im Jahre 1926 sagt der Vorsitzende dieser Gesellschaft, Lee Thompson Smith, daß das „Veralten" eines Gebäudes beginnt mit dem Tage, da seine Türen zum erstenmal geöffnet werden. Schon nach vergleichsweise kurzer Zeit wird sich — zumal bei zu vermietenden Geschäftsräumen — das Bedürfnis nach Einziehen oder Durchbrechen von Zwischenwänden, Verlegen und Einbau von Verbindungstreppen, Aufzügen, Sicherheitsgewölben, Toiletten-, Ventilations- und anderen Sonderanlagen herausstellen. Das erfordert Änderungen der Deckenträger und Unterzüge, Versetzen und Verstärken der Säulen: Maßnahmen, die in Stahl ohne weiteres, in Eisenbeton kaum ausführbar sind.

Für einzelne, gerade bei Banken immer wiederkehrende Aufgaben ist man auf den Baustahl übrigens geradezu angewiesen: In erster Linie für die Überspannung der stets in möglichst großen Abmessungen gewünschten Hauptschalterhalle, die durch Zwischenstützen nicht eingeengt werden soll und über der meist eine größere Anzahl von Geschossen mit weit engerer Raumteilung und Stützenstellung liegen, die also die weitgespannten Träger über diesem Hauptraum meist recht ungünstig belasten. Wie weit man mit den Abmessungen solcher Haupthallen in Amerika geht, zeigt die Bowery Savings Bank in New York, deren in Stahl ausgeführte Hauptschalterhalle — vielleicht die schönste in Amerika — 24,40 · 48,80 m Grundfläche sowie eine Höhe von 19,80 m aufweist und über sich noch 14 weitere Geschosse hat.

Dann aber, und das muß in seinen Folgen für jeden rechnenden Bauherrn und Baugeldgeber ausschlaggebend sein, werden Neubauten der in Rede stehenden Zweckbestimmung wohl immer in Gegenden liegen, die den Brennpunkt des Geschäftsverkehrs bilden und bei denen der Wert jedes Quadratzentimeters sich in Gold errechnet. Es wird nun auch von den unentwegtesten Anhängern des Eisenbetons nicht bestritten werden, daß dieser erheblich größere Abmessungen bedingt als der Stahlbau, also einen namhaft größeren Teil der teuren Bodenfläche für die Tragkonstruktion erfordert und so wirtschaftlicher Ausnutzung entzieht.[3]) Der sehr angesehene amerikanische Spezialist für Bank- und Geschäftshausbauten J. Kenny Johnson äußert sich zu diesem Punkt wie folgt:

„Die Verwendung von Baustahl für Bankbauten hat zunächst den Vorteil, die Höhe weitgespannter Träger zu vermindern und damit architektonische Möglichkeiten zu geben, die beim Eisenbeton fehlen. Ferner wird durch die geringere Stärke der Außenmauern, der Wand- und Zwischenstützen die nutzbare Fläche jedes einzelnen Geschosses vermehrt. Endlich ist bei Stahlskelettbauten die Herstellung der Geschoßdecken auf einmal und unabhängig von den anderen Arbeiten möglich. Für Bauten dieser Art stellt sich der Stahl also als der wirtschaftlichste Baustoff dar, wenn nicht schon bei der Herstellung, dann jedenfalls doch bei der Nutzung und Verzinsung."

[1]) Vergl. den Aufsatz von North „Baustoffe für Bankbauten" The Bankers Monthly, New York, Februar 1927. Ferner „Baustoffwahl und Baugeldverzinsung" Stahlbau 1928, Heft 3, S. 35.

[2]) Für Geschoßbauten anderer Bestimmung dürfte natürlich das gleiche zutreffen. Die Schriftleitung.

[3]) Vergl. hierzu Spiegel, „Stahl und Eisenbeton im Geschoßgroßbau. Ein wirtschaftlicher Vergleich". Berlin 1928, Verlag von Julius Springer.

Die Landbaumotorenhalle der Firma Lanz in Mannheim. Die Halle überdeckt eine Grundfläche von 4144 m² und war zunächst als Ausstellungshalle für die im Jahre 1915 geplante Jubiläumsausstellung der Stadt Karlsruhe gebaut. Die Montage begann am 1. Juli 1914, bei Kriegsausbruch war bereits ein Teil der Halle aufgestellt. Die Stadt Karlsruhe mußte, nachdem sie zuerst die Ausstellung auf das Jahr 1916 verschoben hatte, Ende 1915 endgültig auf die Durchführung ihrer Ausstellungspläne verzichten. Das bereits fertiggestellte und im Zusammenbau begriffene Bauwerk war also nutzlos gewesen. Glücklicherweise hatte die Firma Heinrich Lanz in Mannheim die Möglichkeit einer neuen Verwendung, so daß die Erbauerin nach kurzen Verhandlungen die gesamte Konstruktion an sie verkaufen konnte. Dazu war zunächst nichts geringeres notwendig, als das gesamte Tragwerk vom Ausstellungsplatz in Karlsruhe nach dem Fabrikgelände der Firma Lanz in Mannheim zu bringen. Außerdem erforderte die Verwendung einer für Ausstellungszwecke entworfenen Halle als Montagehalle für Landbaumotoren und Schlepper naturgemäß eine ganze Reihe von Abänderungen.

Die Leichtigkeit, mit der beides gelingen konnte, ist ein Beweis für die Anpassungsfähigkeit des Baustahls und für die großen Wiederverwendungs- und Umbaumöglichkeiten stählerner Konstruktionen.[1]) Für die Ausstellungshalle war als Dachdeckung nur einfache Schalung mit Dachpappendeckung vorgesehen, während die Firma Lanz Bimsbetonplatten System Remy mit doppelter Papplage wünschte. Weiterhin sollten größere Flächen mit Oberlicht versehen werden: die hierdurch notwendigen Pfettenverstärkungen konnten sehr einfach durch Aufnieten von Flacheisen und Winkeln ausgeführt werden; an Neumaterial wurden hierfür 10 850 kg benötigt. Ferner sollten die beiden äußeren Anbauten, die als Wandelhallen projektiert waren, in halber Höhe eine Arbeitsbühne erhalten; das Gewicht dieser Neukonstruktion war 64 300 kg. Für Verlade- und Montagezwecke sollte sowohl ein 10-t- als auch ein 5-t-Kran in die Halle eingebaut werden; das Gewicht der beiden Kranbahnen betrug 32 800 kg. Kleine Abänderungen der Riegelwände, unter anderem die Anordnung einer großen Toröffnung für den Gleisanschluß, erforderten etwa 2300 kg Neukonstruktion. Für Verankerungsteile, Geländer und sonstige kleine Änderungen wurden weitere 8500 kg benötigt, für die Säulen zur Arbeitsbühne und für Verstärkungen an vorhandenen Stützen 37 800 kg, so daß sich das Gewicht der Gesamtkonstruktion um 157,0 t erhöhte. Die nebenstehende Abbildung zeigt eine Innenansicht der für ihren neuen Zweck in Betrieb genommenen Halle, deren Aufstellung auf ihrem neuen Platz in Mannheim im Jahre 1916 vollendet wurde.

Desch, Grötzingen.

[1]) Vergl. auch den Bericht des Verfassers über die gleichfalls vom Eisenwerk Grötzingen ausgeführte Straßenbahnbrücke in Karlsruhe auf S. 42/43 dieses Heftes.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift DIE BAUTECHNIK Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des ersten Jahrganges „Der Stahlbau" 7,50 R.-M. und Postgeld

1. Jahrgang | BERLIN, 1. Juni 1928 | Heft 5

Über den Umbau von Industrieanlagen.

Infolge zwingender Erfordernisse sind in der Nachkriegszeit in Deutschland bauliche Veränderungen an bestehenden Gebäuden und Umbauten jeder Art in einem bisher noch nicht gekannten Umfange durchgeführt worden. Die Ursachen liegen klar zutage. Zunächst bedingten die Umstellungen auf Friedenserzeugnisse und die bekannten sehr weitgehenden Abrüstungsbestimmungen des Versailler Vertrages solche Anforderungen schon in den ersten Nachkriegsjahren in großem Ausmaße. Nicht geringer, ja vielleicht noch umfangreicher, sind die von der deutschen Industrie zu treffenden Maßnahmen zur Anpassung an die veränderten Verhältnisse der Weltwirtschaft. Unsere Rohstoffbasis ist infolge des Friedensdiktates fast auf allen Gebieten eingeengt, mitunter sogar auf einen Bruchteil des ehemaligen Friedensumfanges beschnitten worden. Die schon darin wurzelnde Verschlechterung unserer Handelsbilanz wird noch erheblich verschärft durch die industrielle Erstarkung früherer Ausfuhrgebiete und mancher durch den Weltkrieg weniger in Mitleidenschaft gezogener Wettbewerbsländer, durch die Zerrüttung vieler Währungen, die in der ganzen Welt geminderte Kaufkraft, ferner durch rigorose Zollschutzmaßnahmen und nicht zuletzt durch die Verteuerung unserer eigenen Erzeugung infolge Kapitalmangels und infolge außerordentlich hoher Belastung durch die öffentliche Hand.

Die Verfolgung unserer Außenhandelsstatistik ergibt daher auch ein sehr trübes Bild, umsomehr, als uns die in den Vorkriegszeiten im Ausland und in der Überseeschiffahrt zur Verfügung stehenden Einnahmequellen genommen sind bezw. erst wieder aufgebaut werden müssen. Die gegenwärtige, wohl mit durch den englischen Bergarbeiterstreik verursachte gebesserte Lage unserer Binnenwirtschaft kann uns nicht über den Ernst dieses auf die Dauer verhängnisvoll sich auswirkenden Zustandes hinwegtäuschen. Nicht nur unsere Handelsbilanz gilt es auszugleichen, sondern wir haben darüber hinaus noch erhebliche Kriegstribute, allem Anscheine nach auf lange Zeit, zu entrichten. Von einem wirtschaftlichen Aufbau oder Aufschwung könnte mithin, streng genommen, erst dann gesprochen werden, wenn unsere Zahlungsbilanz soweit aktiv zu gestalten wäre, daß wir von ihren Überschüssen auch die Kriegstribute bestreiten könnten. Viel, fast zu viel Arbeit und Einsicht trennen uns noch von diesem ernste Wirtschaftspolitiker fast traumhaft anmutenden Bild. Die wichtigste Aufgabe unserer Wirtschaft besteht mithin darin, die Ausfuhr von Fertigerzeugnissen mit allen verfügbaren Mitteln zu steigern und verloren gegangene ausländische Absatzgebiete wieder zu gewinnen. Dieses Ziel wird von der deutschen Industrie auch mit allem Ernst verfolgt und wir beobachten, daß sich gegenwärtig unter Aufwand ganz erheblicher Opfer Rationalisierungsprozesse vollziehen, deren Auswirkungen, wie zu hoffen ist, auch allmählich eine Besserung unserer Lage bringen werden. Diese Rationalisierungsbestrebungen erfordern die mannigfachsten Maßnahmen teils zur Erhöhung der Güte unserer Erzeugnisse, teils zu ihrer Verbilligung, um die von anderen Ländern während des Krieges und in der Nachkriegszeit gewonnenen Vorsprünge wieder einzuholen. Die Auswirkung auf die einzelnen Betriebe nimmt dabei mitunter ganz ungewöhnlichen Umfang an und mit rein betriebstechnischen Maßnahmen zur Verbilligung und Verbesserung der Erzeugung geht Hand in Hand sehr häufig der Umbau von Werkseinrichtungen und Gebäuden. Vornehmlich gilt es, Werkstätten zu erweitern, mitunter auch zu erhöhen, ferner durch Beseitigung der Stützen innerhalb der Gebäude Raum für neue und größere Maschinen zu schaffen, gleichzeitig auch die Transportmöglichkeiten zu erleichtern. Vielfach müssen hierfür auch neue Kran- und Förderanlagen eingebaut werden und ähnliches mehr.

Bei der starken Geldverknappung wird manches Unternehmen sich glücklich schätzen, die dafür erforderlichen Änderungen billig, schnell und ohne Betriebsstörungen durchführen zu können. Die Voraussetzungen für diese Vorteile sind aber in hohem Maße an die Eigenschaften der Baustoffe gebunden. Starre, nicht wandlungsfähige, schwer abzubrechende Baustoffe werden manche Betriebsverbesserung unterbinden und auf die Dauer zu einem unerträglichen Behelfszustand führen. Die meisten Fabrikbauten sind aus diesen Gründen auch so ausgeführt, daß sie wechselnden Bedürfnissen jederzeit angepaßt werden können. Schon die Verlegung von Versorgungsleitungen, die Umordnung von Getrieben und dergl. verursachen bei sogenannten monolithischen Bauweisen vielfach erhebliche Schwierigkeiten und Kosten, obschon sich solche Änderungen bei Großbetrieben fast ununterbrochen vollziehen.

Abb. 1. Umbau der Walzwerkshallen R. & G. Schmöhle, Menden i. Westf. (Grund- und Aufriß der neuen Halle.)

Weit mehr tritt aber die Anpassungsfähigkeit eines Baustoffes in Erscheinung, wenn es sich um Veränderungen an bestehenden Gebäuden in größerem Ausmaße handelt. Die folgende Betrachtung soll an einer beschränkten Zahl von Beispielen zeigen, wie sich größere Umbauten in Stahlkonstruktion oder an vorhandenen in Stahl erbauten Fabrikgebäuden schnell, einfach und ohne Störung der Betriebe oder deren Unterbrechung durchführen lassen. Die ausgewählten Beispiele mögen ferner dartun, wie mannigfach sich diese Umbaumöglichkeiten und namentlich der Einbau neuer Konstruktionsteile vollziehen, um damit Werksbesitzern, Architekten und Ingenieuren einige Anregungen zu geben. Ausnahmslos war bei den nachbeschriebenen Umbauten die Bedingung gestellt, daß sich die Umbauten ohne jegliche Störung der laufenden Betriebe vollziehen müssen.

Ein erstes Beispiel dafür bietet der von der „Demag" A.-G., Duisburg, durchgeführte Umbau der Walzwerkshallen der Firma R. & G. Schmöhle in Menden (Westf.).

Abb. 2. Umbau der Walzwerkshalle R. & G. Schmöhle, Menden i. Westf. (Aufstellungsvorgang).

Die aus Abb. 1 ersichtlichen Walzwerkshallen 2 bis 4 dieser Firma mußten so umgebaut werden, daß sich der Einbau eines Laufkrans von 25 t Tragkraft und 25 m Spannweite zur Bedienung der in diesen Hallen neu aufgestellten Walzwerksmaschinen ermöglichte. Die Aufstellung der Konstruktion war nur von einer an der Straße gelegenen Giebelseite aus möglich, da der rückwärtige Giebel unmittelbar an den Hönnebach stößt. Der erhöhte Teil der Walzhallen 2 bis 4 besteht aus einer Stahlfachwerkkonstruktion. Die Aufstellung dieser Konstruktion begann am straßenseitigen Giebel, indem zunächst die Stützen 0 bis 1 mit den dazugehörenden Kranbahnen errichtet wurden. Dann wurde der Laufkran aufgebracht, welcher über den alten Hallendächern verfahren werden konnte. Auf dem Kran wurden zwei Schwenkmaste mit den erforderlichen Winden aufgestellt. Mittels dieser samt dem Kran verfahrbaren Schwenkmaste wurden an der Straßenseite nacheinander die Stützen 2 bis 8 aufgenommen und durch Dachausschnitte auf den Fundamenten abgesetzt. Nach Errichtung eines Stützenpaares wurde sofort die Kranbahn vorgestreckt, so daß der Laufkran jeweils ein Feld weiter vorfahren konnte. Dieser Vorgang wiederholte sich von Feld zu Feld bis Stütze 8. Nach Aufstellung der Stützen erfolgte die Errichtung der Dachbinder in umgekehrter Reihenfolge von Feld 8 beginnend bis Feld 1 (vergl. Abb. 2). Der Vorgang verlief ohne jede Störung des Betriebes, für die insgesamt 1600 m² überdeckende Konstruktion wurden zur Aufstellung nur 9 Wochen benötigt.

In ähnlicher Form vollzog sich ein von der Flender A.-G., Benrath, ausgeführter Umbau in Ostpreußen. Die Firma Brüning & Sohn A.-G. hat in Ragnit ein Zweigwerk, in welchem sie Sperrhölzer herstellt. Die bestehenden Werkstätten haben massive Umfassungswände und flache Dächer aus Holzschalung, welche von Stahlunterzügen mit zahlreichen Stützen getragen werden. Wie es bei vielen älteren Fabriken der Fall ist, wurden diese Werkstätten dem Anwachsen des Betriebes entsprechend vergrößert, indem immer wieder ähnliche Anbauten hinzugefügt wurden. Für die Fabrikation wird in den Räumen viel mit Wasserdampf gearbeitet. Dadurch ist das Schalholz der Dächer morsch geworden und es war Abhilfe zu schaffen. Zugleich stellte die Betriebsleitung die Forderung, die neuen Werkstätten übersichtlicher und mit größerer Höhe auszugestalten.

Mit der Ausarbeitung der Pläne wurde Architekt Aßmann in Frankfurt a. Main betraut. Die Witterungsverhältnisse in Ostpreußen verlangen im Hinblick auf möglichst niedrige Heizungskosten eine gut isolierende Dacheindeckung. Da Holz nach den bisherigen Erfahrungen nicht mehr in Frage kam, entschied man sich für 12 cm starke Bimsbetonhohlplatten, welche zugleich den Vorteil geringen Eigengewichts haben. Die für den neugeordneten Betrieb erforderliche größere Höhe der Hallen und die wegen der Heizung gleichzeitig bedingte Beschränkung des Luftraumes führten zur Ausführung flacher Dächer. Da Stützweiten von 34 bis 36 m in Betracht kamen und die neue Dachkonstruktion über den alten leichten Fabrikbauten einzubauen war, entschloß man sich, die neue Konstruktion in Stahl auszuführen, weil er bei geringstem Gewicht die größten Stützweiten leicht überwindet und die in der Werkstatt fertig zusammengebauten Tragteile einfach und schnell montiert werden können.

Die allgemeine Anordnung des Baues ist aus Abb. 3 zu ersehen: In Schnitt *a—a* dieser Abbildung ist auch die alte Dachkonstruktion angedeutet. Zunächst werden die Hallen I und II ausgeführt und von

Abb. 3. Umbau der Sperrholzfabrik Brüning & Sohn A.-G. in Ragnit, Ostpr. (Grundriß und Schnitte der umgebauten Fabrikhallen.)

Abb. 4. Umbau der Sperrholzfabrik Brüning & Sohn A.-G. in Ragnit, Ostpr. (Aufstellungsvorgang.)

Halle III nur ein Teil von 17,9 m Breite. Die Dachbinder über diesem Raum sind schon so stark ausgebildet, daß man sie später ohne weiteres auf 36,4 m verlängern kann, so daß dann der ganze Bau symmetrisch wird. Der Abstand der neuen Dachbinder beträgt rund 9,5 m. Im Mittelschiff, Halle II, ist ein durchgehendes Firstoberlicht angeordnet. Die Pfetten liegen hier auf den Bindern. In den Längsreihen *C* und *E* befinden sich lotrechte Lichtbänder von etwa 2 m Höhe. An dieser Stelle setzt das Dach der Mittelhalle ab, indem in den beiden Seitenhallen die Dachhaut nicht mehr über den Bindern, sondern in Höhe des Binderuntergurts liegt (vergl. Schnitt *b—b*, Abb. 3). Diese Anordnung wurde getroffen, um an heizbarem Raum zu sparen. Die Oberlichter sind hier raupenförmig über die Dachhaut hinübergezogen und schließen die Binder ein.

Mit der Aufstellung wurde bei der Mittelhalle II begonnen. Hier wurden zunächst im Halleninnern die neuen Stützen an den bestehenden Wänden aufgestellt. Sie durchbrechen das alte Dach, welches an diesen Stellen behelfsmäßig abgedichtet wurde. Die Stützen tragen am Kopf eine in den Längsreihen *C* und *E* durchgehende Laufbahn. Auf diese wurden am Giebel mittels Schwenkkrans die beiden ersten fertigvernieteten Binder aufgesetzt und durch die Pfetten verbunden. Dieses Binderpaar wurde dann auf der Laufbahn nach dem gegenseitigen Giebel verfahren und dort in seiner endgültigen Lage eingebaut, im Anschluß hieran folgte ein zweites Binderpaar usw. Dieser aus Abb. 4 ersichtliche Aufstellungsvorgang ist ganz ähnlich wie der vorher beschriebene. Die Halle I ist von allen Seiten durch Bauten eingeschlossen. Infolgedessen mußte hier ein anderes Verfahren eingeschlagen werden. Die Aufstellung der Konstruktion wurde in der Weise vorgenommen, daß zunächst die alten Oberlichter auf dem Dach abgenommen und deren Unterzüge sowie auch die übrige Tragkonstruktion durch behelfsmäßige Holzstützen zur Aufnahme einer Arbeitsbühne verstärkt wurden. Auf diesen Arbeitsbühnen wurden dann die einzelnen durch die Oberlichtöffnungen nach oben beförderten Teile zusammengesetzt, mittels einfacher Schwenkmaste aufgerichtet und auf die Stützen abgesetzt. Auch hierbei wurde der Betrieb in Halle I nicht unterbrochen. Der ganze Aufstellungsvorgang war so einfach, daß

Abb. 5. Röstofenhalle der Kupferhütte Duisburg. (Querschnitt der alten und umgebauten neuen Halle.)

Abb. 6. Röstofenhalle der Kupferhütte Duisburg. (Aufstellungsvorgang).

die ausführende Firma nur die Einrichtung und einen Richtmeister mit den Vorarbeitern zu stellen brauchte. Die übrige Mannschaft konnte von der Belegschaft des Bauherrn gestellt werden.

Zwecks Leistungssteigerung ihrer Röstanlage war die Duisburger Kupferhütte anfangs 1925 genötigt, ihre in einer zweischiffigen, aus den 60er Jahren des vergangenen Jahrhunderts stammenden Holzhalle untergebrachten Röstofen um etwa 3,5 m zu erhöhen. Die dadurch gleichzeitig bedingte Erhöhung der alten Holzhalle war infolge Altersschwäche dieses bereits durch verschiedene Stahleinbauten gestützten Bauwerks nicht möglich, und man entschloß sich, ein neues Gebäude in Stahlkonstruktion auszuführen, dessen Querschnitt aus Abb. 5 ersichtlich ist. Die Errichtung des Neubaues mußte unter voller Aufrechterhaltung des Betriebes und mit Rücksicht auf den erforderlichen Witterungsschutz der Öfen und die Erhaltung der alten Dächer erfolgen. Die neue Stahlkonstruktion überbaut die gesamte zweischiffige alte Halle und besteht aus vollwandigen Dreigelenkbogen, deren Aufstellung nur ganz unwesentliche Einschnitte an den Traufen der alten Dachkonstruktion bedingte.

Die Aufstellung bot insofern Schwierigkeiten, als das alte Gebäude auf 3 Seiten dicht umbaut war. Nur an einer Längsseite stand ein 4 m breiter Gang zur Verfügung, der aber für regen Werksverkehr freizuhalten war und außerdem durch Rohrleitungen mehrfach überquert wurde.

Die Aufstellung der Stahlkonstruktion vollzog sich nun folgendermaßen:

Auf der an einer Giebelseite zuerst ausgeführten kurzen Verlängerung der alten Anlage in Form eines mehrgeschossigen Stahlbaues für Lager- und sanitäre Zwecke wurde zunächst ein fahrbarer Aufstellungswagen aufgebracht. Die Laufbahnen dieses Aufstellungswagens wurden auf zwei kräftigen Pfetten, welche nach dem Ausbau die Fahrbahn für zwei Elektrohängebahnkatzen bildeten, verlegt. Diese erforderten von vornherein eine kräftige Ausbildung der sie tragenden Pfetten, so daß deren Tragfähigkeit für den Montagekran ausreichte. Die Laufschienen für den Aufstellungswagen wurden mit der oberen Gurtung der Pfetten nur behelfsmäßig verschraubt und beim Vorwärtsschreiten der Arbeit immer wieder vorgestreckt. Der mit zwei Auslegermasten von je 20 m Länge versehene Aufstellungswagen war infolge der Belastung durch die teilweise elektrisch angetriebenen Hub-, Schwenk- und Fahrwinden ohne besondere Abspannung genügend standfest. Der dem 4 m breiten Gang zunächst befindliche Auslegermast des Aufstellungswagens nahm nun die angefahrenen Bauteile auf und setzte sie entweder unmittelbar auf seiner Seite ab oder gab sie an den Schwenkmast auf der anderen Seite weiter. Aus Abb. 6 ist ersichtlich, wie der zweite Schwenkmast einen gerade übernommenen Stützenteil in dem engen Raum zwischen den alten, zu überbauenden Holzhallen und dem dicht dabei stehenden Nachbargebäude

absetzt. — Auf diese Weise wurde jeweils zunächst ein Stützenpaar aufgerichtet, und dann wurden die Dreigelenkbogen durch die in zwei Hälften angelieferten Binderteile geschlossen. Nach dem Vernieten der Binder verlegte man die schweren Pfetten und schob den Aufstellungswagen um ein Feld vor.

Abb. 7. Umbau der Walzwerkhalle eines westfälischen Stahlwerkes. (Binder hochgezogen, um 90 ° geschwenkt und fertig zum seitlichen Vorholen).

Diese Aufstellungsweise hat sich in jeder Hinsicht bewährt, und die Errichtung eines vollständigen Dreigelenkrahmens nahm jeweils nur 3 Stunden in Anspruch. Mit dem Vorwärtsschreiten der neuen Überdachung wurden die alten Holzkonstruktionen Zug um Zug gleichzeitig abgebrochen. Anfänglich konnten wöchentlich zwei, später drei vollständige Felder von 10 m Länge aufgestellt werden. Mitte Juni 1925 wurde mit dem Umbau der 123,5 m langen Halle begonnen. Ende August war er beendet und das Dach bereits größtenteils fertig eingedeckt. Entwurf und Aufstellung dieses interessanten Baues wurden von der Demag A.-G., Duisburg, ausgeführt.

Ein bereits in der Vorkriegszeit erfolgter Umbau der Walzwerkshalle eines westfälischen Stahlwerkes sei hier mit angeführt, weil in diesem Falle der Einbau der neuen Dachkonstruktion mangels eines verfügbaren weitausladenden Aufstellungskranes mit einfachsten Mitteln durchgeführt werden konnte. Die zweischiffige alte Halle (Abb. 7) sollte durch die Stahlkonstruktion der neuen Halle vollständig überbaut werden. Eines der bisher geschilderten Aufstellungsverfahren kam hierbei nicht in Betracht, weil einerseits die Giebelseiten der alten Halle bebaut waren, an einer der beiden Längsseiten nur ein beschränkter Raum zur Verfügung stand und weil die alten Gebäude nicht belastet werden durften. Ein großer Schwenkkran hätte den Bindereinbau von der einen Längsseite her ohne weiteres ermöglicht. Ein solcher Kran hätte aber bei 5 t Tragkraft etwa 20 m freie Ausladung besitzen müssen und stand nicht zur Verfügung. Seine Anfertigung hätte sich für diesen einen Fall kaum bezahlt gemacht und vielleicht auch den rasch durchzuführenden Umbau verzögert.

Man behalf sich daher mit zwei ausreichend hohen, kräftigen Standbäumen, welche beiderseits der neuen, 35 m weit gespannten Halle jeweils dicht neben den endgültigen Binderlagen aufgerichtet und mittels Drahtseilen sicher abgefangen wurden. Die in versandfähigen großen Teilen vom Konstruktionswerk angelieferten Binder wurden, nachdem beiderseits die Stützen mittels der Standbäume aufgestellt waren, an der freien Längsseite in paralleler Lage zur Gebäudeachse zusammengenietet, von dem an dieser Seite befindlichen Standbaum mittels des Windenzuges *a* hochgezogen und in genügend hoher Lage über den Stützenköpfen um 90 ° geschwenkt. Dann wurden die beiden weiteren Windenzüge *b* vom diesseitigen Standbaum und *c* vom jenseitigen angebracht. Durch wechselseitiges Nachgeben des Windenzuges *a* und Anziehen der Windenzüge *b* und *c* wurde der Binder dann (wie Abb. 8 zeigt) allmählich über die alten Gebäude und die bereits aufgestellten neuen Stützen hinübergebracht. Sobald die endgültige Seitenlage erreicht war, wurde der Windenzug *a* entfernt und der Binder mittels der Züge *b* und *c* auf die Stützenköpfe abgesetzt. Das Spiel wiederholte sich dann von Binderlage zu Binderlage. Das Hochbringen und Einbauen der Pfetten und Verbände verursachte infolge ihrer geringeren Gewichte keine besonderen Schwierigkeiten. Die Halle wurde dann eingedeckt und unter dem Schutz des neuen Daches konnte der Abbruch der alten Halle mühelos bewerkstelligt werden, wobei man sich, nachdem die Dächer abgetragen waren, bereits des inzwischen hochgebrachten elektrischen Laufkranes bediente. Auch für das Umstellen der schweren Walzwerksmaschinen wurde der neue Kran benutzt. Der Umbau vollzog sich sehr rasch und verlief ohne jeden Unfall.

Abb. 8. Umbau der Walzwerkhalle eines westfälischen Stahlwerkes. (Binderlage beim seitlichen Vorholen.)

Abb. 9. Umbau der Walzwerkhalle eines rheinischen Stahlwerkes. (Querschnitte der alten und der umgebauten neuen Halle.)

Abb. 10. Umbau der Walzwerkhalle eines rheinischen Stahlwerkes. (Einbau der neuen Binder mittels Schwenkkrans.)

Abb. 9 stellt einen ähnlichen Fall dar. Auch hier handelt es sich darum, zwei bestehende Hallen eines rheinischen Stahlwerkes mittels einer neuen Stahlkonstruktion vollständig zu umbauen. In Abb. 9 sind die Umrisse der alten Halle punktiert gezeichnet, während die neue Konstruktion ausgezogen dargestellt ist. Hier konnte ein einfacheres

Abb. 11. Grundriß und Schnitte der bestehenden Hallen eines Walzwerkes mit eingebauter neuer Stahlkonstruktion.

Aufstellungsverfahren eingeschlagen werden, weil es möglich war, die ersten Dachbinder an einer freien Giebelseite der bestehenden Halle in einem als Verlängerung zu errichtenden Teil einzubauen, nachdem die Stützen aufgestellt waren. Bei diesen ersten Bindern wurden dann sofort die Pfetten und Verbände eingezogen. Im Anschluß hieran konnte auf den Pfetten eine Arbeitsbühne mit einem Schwenkkran errichtet werden. Die folgenden Binder wurden dann mittels des Schwenkkrans über dem bereits bestehenden Teil des neuen Daches hinweg von Feld zu Feld eingebaut, indem die Arbeitsbühne mit dem Schwenkkran ebenfalls von Feld zu Feld vorgeschoben wurde. Abb. 10 gibt über diesen Teil der Aufstellung näheren Aufschluß.

Von der gleichen Konstruktionsfirma wurde für ein anderes Stahlwerk ein Generatorengebäude in einfachster Weise erhöht. Die in dem erst wenige Jahre vorher errichteten Gebäude untergebrachten Generatoren und deren Bedienung genügten neuzeitlichen Ansprüchen nicht mehr. Insbesondere sollte durch den Einbau von Bunkern über den Generatoren größere Leistungsfähigkeit und Herabminderung der Bedienungskosten erreicht werden. Hierfür war auch ein Kran einzubauen, dessen Ausrüstung mit Greiferbetrieb eine Höherlegung des Daches um 3,5 m erforderte. Zunächst bestand die Absicht, das alte Dach abzubauen, die Stützen um 3,5 m zu verlängern und dann die alte Dachkonstruktion wieder neu einzubauen. Da der Betrieb aber keinerlei Unterbrechung und Störung zuließ, entschloß man sich dazu, die gesamte Dachkonstruktion einschließlich Ziegeleindeckung zu heben. Dieser Absicht kam der Umstand zustatten, daß die vorhandenen Stützen keinerlei Verstärkung erforderten, weil Windkräfte von den an die Generatorenhalle anstoßenden Gebäuden aufgenommen wurden. Bei 40 m Länge und 17 m Stützweite wog die gesamte zu hebende Dachkonstruktion 85 t. Neben den Stützen wurden beiderseits des Gebäudes je 9 Holzmaste aufgestellt und mittels Drahtseilen sicher abgefangen. Jeder dieser Maste trug oben einen Kettenzug von 5 t Tragkraft. Das Heben erfolgte durch 18 Arbeiter, die auf Kommando gleichmäßig anziehen mußten. Um hierbei die Gewähr gleicher Höhenlage zu erhalten, waren an den Masten Meßlatten angebracht, welche jederzeit überprüft werden konnten. Geringfügige Höhenunterschiede blieben ohne Bedeutung, da die Stahlkonstruktion in sich genügend elastisch und beweglich war. Die Hebung erfolgte an einem Vormittag und ging glatt vonstatten. Nachdem die richtige Höhenlage des Daches erreicht war, baute man die Stützenverlängerung und erforderlichen Verbände ein.

Ein von den bisher beschriebenen grundverschiedener Fall des Umbaues von Walzwerkshallen ohne Betriebsstörung bildet folgender:

Zwei benachbarte mit Laufkranen ausgerüstete Längshallen von 18,2 und 12,2 m Breite eines 144 m langen Längshallenkomplexes sollten zu einer Halle von 30,4 m Breite und entsprechender Kranstützweite umgebaut werden. Der neu einzubauende Laufkran von 29,2 m Stützweite sollte die ganze Halle bestreichen und außerdem in die beiderseitig vorgebauten Querhallen hineinfahren (Abb. 11). Auch hierbei durfte der Betrieb in den Hallen nicht im geringsten gestört werden. Die Abb. 11 zeigt die in Frage kommenden Hallen sowohl im ursprünglichen als auch im umgebauten Zustande. Die schwach ausgezogenen Konstruktionsteile sind bestehen geblieben und die neu hinzugekommenen Konstruktionsglieder sind durch stark ausgezogene Linien gekennzeichnet. Die Stützenreihe *D* hatte die beiderseitigen Kranbahnträger und die Unterzüge zur Unterstützung des Daches aufzunehmen. Diese Stützen mit den Kranbahnträgern und den unterhalb der Dachbinder liegenden Unterzügen sollten in Fortfall kommen, um die Anbringung eines Kranes von der Breite beider Hallen zu ermöglichen. Zur Abstützung der Dachkonstruktion in Reihe *D* wurde in der Mitte jedes zweiten Binderfeldes ein neuer Stahlfachwerksträger *a* (Abb. 11, Schnitt *a—a*) von 30,4 m Spannweite angeordnet, dessen Form der Dachumgrenzung angepaßt wurde. Dieser Träger hatte die ebenfalls neu einzubauenden Binderunterzüge *b* (Abb. 11, Schnitt *a—a*) aufzunehmen, mittels deren die vorhandenen Dachbinder abgefangen wurden. Der neue gegliederte, beide Hallen überspannende Träger *a* ist einwandig. Seine obere Gurtung wurde gegen seitliches Ausknicken durch besondere, an den vorhandenen Pfetten angebrachte Führungen gesichert. Die neuen Binderunterzüge *b* sind doppelwandig; sie umschließen die Pfosten der alten Binder. Ihre Höhenlage gestattet, mit dem Obergurt die oberen Binderknoten zu unterschneiden und mit dem Untergurt die unteren Binderknoten zu überschneiden. Die alten in Reihe *D* liegenden Dach- und Kranbahnträger *c* (Abb. 11, Schnitt *a—a*) waren einwandig und an den Ober- und Untergurten mit wagerechten Versteifungsträgern ausgestattet. Da diese Dach- und Kranbahnträger *c* unter den Bindern durchgingen, konnten sie nach dem Einbau der neuen Abfangekonstruktion ohne weiteres gleichzeitig mit den Stützen entfernt werden. Gleichartige Träger *d* (Abb. 11, Schnitt *a—a* und *b—b*) zur Aufnahme des Daches und der Krane lagen auch in den Reihen *C* und *E*. Da sie aber zur Aufnahme der erhöhten Dach- und Kranlasten nicht ausreichten, ihre Verstärkung umständlich und nicht einfach war, wurde sie neuerdings lediglich zur Abstützung des Daches und der Kranbahnen in den anschließenden Längshallen benutzt; für die Kranbahn des 29,2-m-Laufkranes baute man besondere hängewerkartige Träger ein mit einer der Stützenentfernung entsprechenden Stützweite von 12 m. In Reihe *D* befindet sich infolge Wegfalls einer Stütze ein 24-m-Feld. Hier wurde der bestehende Träger *d* durch ein Hängewerk *f* (Abb. 11, Schnitt *b—b*) so verstärkt, daß er die gesamten Dachlasten und beide Kranbahnträger aufnehmen konnte. In der umzubauenden Halle mußte allerdings der größeren Raddrücke des Kranes wegen der andere Kranlaufbahnträger durch einen stärkeren ersetzt werden. Die Stützen der Reihe *C* und *E* genügten im allgemeinen auch zur Übertragung der neuen größeren Lasten. Einige unwesentliche, vorzunehmende Verstärkungen boten keinerlei Schwierigkeiten. Nach Durchführung dieser Arbeiten konnte die alte Dachkonstruktion der beiden Hallen auf die neueingebaute Tragkonstruktion abgesetzt werden. Dies erfolgte durch das Vortreiben keilförmiger Stahlunterlagsplatten an den Auflagern der neu eingebauten Gitterträger *a*. Da der neue Kran auch noch in die beiden anschließenden Querhallen hineinfahren sollte, mußten die Stützen *D* der Reihen 1 und 13 ebenfalls entfernt werden. Zur Aufnahme der Dach- und Kranlasten wurden hier je zwei Hängewerke *g* von 30,4 m Stützweite eingebaut, und zwar je eins zur Aufnahme der Dachlasten der Längshalle und der Querhalle und zwei weitere zur Aufnahme der Kranlasten der Querhalle. Beide Hängewerke sind durch wagerechte Verstrebungen zu einem räumlichen Tragwerk vereinigt. Die Stützen *D* wurden nach Lösung ihrer Verankerung mittels Stahlkeilen und Druckwasserpumpen angehoben und nach Sicherung der Keile unter den Sprengwerksuntergurten abgeschnitten.

Abb. 14. Neubau einer Fabrikanlage.

Der gesamte Umbau, der, wie bereits erwähnt, während des Betriebes durchgeführt wurde, vollzog sich ohne jede Störung. Die Arbeiten konnten auch ohne Schwierigkeiten und so vorsichtig durchgeführt werden, daß die Beton- und Glaseindeckung des Daches nicht im geringsten gelitten haben und nach dem Umbau keinerlei Ausbesserungen notwendig waren.

Ein weiterer interessanter Umbau wurde nach den Vorschlägen von Reichsbahnoberrat Krabbe-Essen von der Brückenbauanstalt Johannes Dörnen in Derne an einem Lokomotivschuppen auf Hauptbahnhof Dortmund ausgeführt. Die Haupthalle des Lokomotivschuppens (Abb. 12),

Abb. 12. Umbau eines Lokomotivschuppens in Dortmund i. Westf.

deren Tragkonstruktion aus einem Dreigelenkbogen besteht, nimmt die in ihrer Längsachse liegende Lokomotivschiebebühne auf. Diese Schiebebühne genügte eben noch für den Radstand der neuesten Schnellzuglokomotive. Zum Verschieben dieser neuen Lokomotive reichte jedoch die lichte Weite der Halle nicht aus, da die Lokomotiv- und Tenderpuffer in die Stützen der Dreigelenkbogen einschnitten. Man behalf sich in einfachster Weise, indem man neue seitlich weiter ausbauende Binderstützen anschloß und sie unter dem Boden an die alte Auflagerung heranführte. In Abb. 12 ist die alte Form der Binderstützen punktiert eingezeichnet. Der Umbau ging auch hier so vor sich, daß der Betrieb der Schiebebühne keine Minute gestört wurde.

Abb. 13 zeigt das Fördergerüst für Schacht 3/4 der Zeche Dorstfeld-Dortmund. Das alte in der Abbildung ersichtliche niedrige Fördergerüst war für zwei Doppelförderungen eingerichtet und mußte während des Betriebes erhöht werden, wobei die Doppelförderung auch für das erhöhte Gerüst beibehalten wurde. Auch dieses Beispiel zeigt, wie einfach die weitgehendsten Umbauten sich bei Stahlkonstruktion vollziehen. Nach Fertigstellung der Erhöhung, bei deren Ausführung keine einzige Schicht ausfiel, erfolgte das Umlegen der Seile für jede Förderung an einem Sonntage. Auch diese Arbeiten wurden von der Brückenbauanstalt Johannes Dörnen in Derne ausgeführt.

Ein letztes in Abb. 14 dargestelltes Beispiel umfaßt sowohl Erweiterung als auch Erhöhung bestehender Hallen einer größeren Fabrikanlage. Der alte Hallenblock bestand aus einem Hochbau A_1 und fünf gleichartigen nebeneinanderliegenden Hallen B bis F nach Schnitt m—m der Abb. 14 von je 20 m Spannweite und 160 m Länge. Die Hallen F und E waren zu erhöhen, während an der Halle D vorläufig keine Änderung

Abb. 13. Erhöhung eines Fördergerüstes der Zeche Dorstfeld, Dortmund in Westf.

ausgeführt, jedoch bereits alles für eine Erhöhung vorbereitet wurde. Die Erhöhung der Hallen F und E erfolgte derart, daß man die alten Stützen mit neuen breiteren umbaute und dann die gesamte Konstruktion entsprechend anhob. Der über A_1 hinausgehende Teil der Hallen C und B war durch eine neue Halle von 40 m Stützweite (vergl. Querschnitt N—N) zu ersetzen. Der schwierigen Fundierungsarbeiten mit Grundwasserhaltung wegen verzichtete man auf eine Hebung dieser beiden Hallen. Abweichend von den bisher beschriebenen Umbauten entschloß man sich aus diesem Grunde zum vollständigen Abbau der Hallen C und E und ihrem Ersatz durch die neue 40-m-Halle. Begünstigt wurde dieser Vorgang noch durch die Möglichkeit, die alten Hallen C und B an anderer Stelle wieder in ihrer ursprünglichen Form aufzustellen.

Das Aufstocken großstädtischer Geschoßbauten und der Umbau bestehender Gebäude nach einem neuen Verfahren.

Von Oberbaurat a. D. W. Reiner in Berlin-Tempelhof.

Das Ausbreitungsbedürfnis unseres Wirtschaftslebens hat in den Verkehrszentren der Großstädte zum Bau von Hochhäusern geführt: Die bauliche Entwicklung weist dort auf eine stärkere Ausnutzung der Grundstücke hin. Von der Zusammendrängung ganzer Gruppen riesiger Hochhäuser nach der Art amerikanischer Großstädte wird man in Deutschland nach den dortigen Erfahrungen und anderen Gründen absehen. Riesige Turmbauten nach amerikanischem Muster sind für unsere Verhältnisse nicht erforderlich und aus sozialen wie aus Gründen des Verkehrs abzulehnen. Die Verkehrsstockungen, welche nach Geschäftsschluß in den Hochhausvierteln amerikanischer Großstädte entstehen, werden immer unangenehmer und schwerer zu beheben. Dagegen kann durch die Art, wie man in deutschen Städten Hochhäuser zuläßt — gemäßigt sowohl in bezug auf die Höhe als auch auf ihre Anzahl —, das Stadtbild eine wirkliche Bereicherung erfahren.

In erster Linie werden für die stärkere Ausnutzung des teuren Grund und Bodens in Frage kommen die Gebäude der Stadtverwaltung, der Reichs- oder Landesbehörden, der Großbanken, Bureaugebäude mit vermietbaren Geschäftsräumen, Zeitungsgebäude, ferner die großen Warenhäuser. Man wird ohne Schädigung des Stadtbildes solche Gebäude als Hochhäuser mit zehn oder zwölf Stockwerken errichten oder umbauen können. Denn es wird bei großen Geschäfts- und Verwaltungsgebäuden mit Rücksicht auf ihren guten Zustand, auf ihren hohen Bauwert und auf ihren oft noch höheren Einrichtungs- und Betriebswert nicht daran zu denken sein, sie einfach niederzureißen und auf dem so geschaffenem Bauplatz ein neues Hochhaus zu errichten. Weder die Betriebe einer Behörde noch eines Warenhauses oder einer Großbank dulden außerdem solche Störungen und Unterbrechungen. Es liegt also nahe, an die Umwandlung des Gebäudes in ein Hochhaus durch Aufstockung zu denken.

Diese Aufgabe könnte verhältnismäßig leicht gelöst werden, wenn die Mauern und Fundamente des vorhandenen Gebäudes so tragfähig wären, daß sie die Last von weiteren sechs bis acht Stockwerken übernehmen könnten. Aufstockungen auf bestehende Gebäude sind in den Jahren nach dem Kriege häufiger ausgeführt worden, man hat sich aber mit Rücksicht auf die unzulängliche Tragfähigkeit ihrer Mauern selbst bei baupolizeilicher Ermäßigung der zulässigen Druckbeanspruchungen auf ein oder zwei Stockwerke beschränken müssen. Es ist leicht nachweisbar, daß eine so beschränkte Aufstockung wenig wirtschaftlich ist. Die Ausnutzung des teuren Grund und Bodens der Geschäftsstadt verlangt eine höhere Aufstockung, der Bodenwert eines vorhandenen vierstöckigen Geschäftsgebäudes der Innenstadt wird weit besser ausgenutzt, wenn darauf noch sechs oder acht weitere Stockwerke errichtet werden, so daß der teure Bodenpreis und die allgemeinen Baukosten sich nicht bloß auf vier Geschosse, sondern auf zehn oder zwölf Geschosse verteilen. Bei den sehr hohen Bodenpreisen der Geschäftsstadt ist dies ein außerordentlicher finanzieller Vorteil.

Es war also die Bauweise zu finden, welche das Aufstocken einer größeren Anzahl von Geschossen bis zum zwölfstöckigem Hochhaus gestattet ohne Rücksicht auf die unzulängliche Tragfähigkeit der Mauern des bestehenden Gebäudes. Eine solche Bauweise ist durch ein vom 22. Juli 1924 ab durch Patent geschütztes Verfahren gegeben, und es dürfte von Interesse sein, dessen kennzeichnende Grundsätze kennenzulernen. Nach dem neuen Verfahren werden die weiteren aufzustockenden Geschosse als ein Bauwerk ausgeführt, das nicht auf den Mauern des unteren Gebäudes, sondern auf Stelzen oder Stützen ruht, die seine Last durch eigene neue Fundamente auf den Baugrund übertragen. Diese Stützen werden vorteilhaft als Stahlkonstruktion ausgeführt, ihre Lage zu den Wänden des bestehenden Gebäudes ist je nach den örtlichen Verhältnissen verschieden. Sie können beispielsweise alle innerhalb der Umfassungswände des Gebäudes liegen und gehen dann durch kleine Öffnungen der Decken neben den Wänden entlang. Sie können ferner teils innerhalb, teils außerhalb liegen; endlich erfolgt die Anordnung auch so, daß alle Stützen außerhalb des aufzustockenden Gebäudes unmittelbar vor den Außenwänden verlaufen.

Der Querschnitt dieser stählernen Außenstützen kann verhältnismäßig gering gehalten werden. Sie werden durch wagerechte Träger versteift und zur Verminderung ihrer Knicklänge in geeigneter Weise mit dem Mauerwerk oder den Pfeilern des vorhandenen Gebäudes verbunden.

In der Grundfläche des bestehenden Gebäudes kann man mit den heutigen Mitteln der Gründungstechnik auch bei schlechtem Untergrund, selbst in Kellergeschossen bei beschränkter Arbeitshöhe für eine beliebige Anzahl von aufzustockenden Geschossen stets neue tragfähige Fundamente schaffen. Für die Außenstützen kann die neue Gründung außerhalb der Außenmauern angeordnet werden, wenn dafür noch bebaubare Grundfläche vorhanden ist, bezw. wenn an der Straßenfront die Genehmigung gegeben wird, daß man mit der Gründung in die Bürgersteigfläche hineinreichen darf. Ist dies nicht der Fall, so sieht das neue Bauverfahren vor, daß Außenstützen auf Kragträgern im Kellergeschoß gelagert werden, deren Enden durch Öffnungen in den Kellermauern nach außen gehen, so daß die Stützenfüße auf den freien Enden der Kragträger gelagert werden können. Diese werden durch Säulen im Kellergeschoß getragen, welche die Last der Stützen auf die neuen Fundamente mittels der Kragträger überleiten. Auch Kragrostfundamente werden verwendet.

Die Abb. 1 zeigt einen senkrechten Schnitt durch ein aufgestocktes Gebäude in schematischer Darstellung: An der Vorder- und Rückseite sind Außenstützen m, entlang der Mittelwand g eine Innenstütze d ausgeführt. Wo die Innenstützen d wegfallen, sind die Köpfe der Außenstützen m, die an der Front und an der Rückseite des Hauses stehen, durch starke Stahlblechträger bei a zu verbinden, auf welchen die Stahlpfeiler der Aufstockung ruhen. Die Stützenköpfe werden durch einen Rost oder Rahmen von Stahlträgern miteinander verbunden. Die Stützen m werden ferner in jedem Stockwerk des alten Gebäudes zweckmäßig durch wagerechte Träger versteift und zur Verminderung ihrer Knicklänge, wie in Abb. 1 bei r angedeutet, mit den Mauern des alten Gebäudes an gewissen Punkten verbunden; möglichst so, daß sie sich in senkrechter Richtung etwas bewegen können. Die Kragträger h im Kellergeschoß tragen sowohl die beiden Außenstützen wie die Innenstützen und ruhen auf den Säulen o und d, wodurch die Last der Aufstockung, der Stützen und der Kragträger auf die Gründung p bezw. q übertragen wird. Bei sehr schlechtem Baugrund kann eine Pfahlgründung in Frage kommen.

Abb. 1. Schnitt durch eine Aufstockung mit Stützen auf eigenem Grundbau.

Abb. 2. Aufgestockte Geschosse mit eigenen Stützen und eigenem Grundbau.

In der Abb. 2 sind die aufgestockten Geschosse mit ihren Stützen und Fundamenten in der Perspektive dargestellt.

Die Vorteile der neuen Bauweise liegen neben der vollständigen Unabhängigkeit von der immer ungenügenden Tragfähigkeit der Mauern des aufzustockenden Gebäudes auch darin, daß der Betrieb des unteren Gebäudes kaum gestört wird und daß späterhin ein Abbruch bezw. Umbau des ursprünglichen unteren Gebäudeteils des Hochhauses erfolgen kann, ohne daß hierbei eine Betriebsstörung eintritt oder der neue aufgestockte Teil davon berührt wird, denn er ist standsicher auf seinen eigenen Stützen und seinem eigenen Grundbau. Es wird in diesem Falle zuerst das oberste Stockwerk des unteren Gebäudes außer Betrieb gesetzt und nach dem neuen Grundriß durch Einziehen der Deckenträger u. dergl. ausgebaut, die Wandflächen mit leichtem Mauerwerk ausgefüllt. Alsdann

werden die Einrichtung und der Betrieb des abzubrechenden dritten Geschosses in das eben fertiggestellte neue vierte Geschoß verlegt, und man geht schrittweise mit Abbruch und Umbau nach unten weiter. Statt der sonst üblichen vollständigen Räumung des abzubrechenden unteren Gebäudes braucht also nur jeweils das gerade in Angriff genommene Geschoß vorher geräumt und sein Betrieb in das nächsthöhere übergeführt zu werden. Dies ist bei Bureau-, Geschäfts-, Lager- oder Fabrikräumen großer zusammenhängender Betriebe eine sehr wertvolle Beschränkung der Betriebsstörung auf das geringste. Der Verkehr zu den oberen aufgestockten Geschossen bleibt mittels der Fahrstühle und Aufzüge für Personen und Waren während der ganzen Dauer des Umbaues ununterbrochen bestehen.

Die Bauweise ist, wie bereits bemerkt, nicht nur für Aufstockungen anwendbar, sondern auch für Umbauten, und zwar unter ungestörter Überführung des Betriebes vom abzubrechenden in das neue Gebäude. Unter sinngemäßer Anwendung des Umbauverfahrens von oben nach unten ist es nur nötig, daß zunächst ein Stockwerk nach der neuen Bauweise auf Stützen aufgestockt wird. In dieses neue höhere Stockwerk zieht der Betrieb des obersten abzubrechenden Stockwerkes um, worauf dessen Abriß und sein Neubau durch Einziehen der Deckenträger, Herstellung der neuen Decken und Ausmauerung der Wände erfolgt. So geht es Stockwerk für Stockwerk nach unten weiter, bis schließlich der völlige Abriß und Umbau erfolgt ist. Die einzige kurze Störung ist der jeweilige Umzug in das nächst höhere Stockwerk, der bei Benutzung der auf dem Dachgeschoß aufgestellten Baukrane für die Stützen und Träger auch bei großen Gewichten der Einrichtungen, Maschinen u. dergl. keine Schwierigkeiten bietet.

Abb. 3. Aufstockung von 6 Geschossen auf ein Geschäftsgebäude.

Im folgenden seien zwei amerikanische Ausführungen als Beispiele der Anwendung der neuen Bauweise gegeben, derer eines die Aufstockung von sechs neuen Stockwerken auf ein Geschäftsgebäude in New York ist, während das andere den vollständigen Umbau einer Wollspinnerei in Minneapolis ohne Betriebsstörung betrifft.

Bei der 1927 erfolgten Aufstockung[1]) handelte es sich darum, auf ein Geschäftshaus, das bereits aus zwölf Stockwerken bestand, und welches im Jahre 1912 erbaut worden war, noch weitere sechs Stockwerke aufzusetzen. Die Mauern des bestehenden Gebäudes waren seinerzeit nicht so gebaut, daß sie noch für weitere Stockwerke tragfähig blieben. Nachdem also zunächst eine anderweitige Bauweise vorgesehen und wegen der damit verbundenen Störung der Insassen wieder aufgegeben worden war, sah der zur Ausführung gelangte Plan für das neue obere Bauwerk Stützen vor, die unabhängig von dem alten Gebäude waren und auf eigene Fundamente herabführten. Die Aufstockung der sechs Geschosse erfolgte nur auf eine gewisse Breite der Front. Es wurden vier Stützen an der Ostseite und vier an der Westseite aufgestellt, deren erstere dicht an die vorhandenen Pfeiler gerückt, im Teppenhaus, im Aufzugschacht bezw. einer anderen Schachtanlage, und zwar als Innenstützen innerhalb der Außenmauer untergebracht wurden. An der Westseite war es möglich, die Stützen unmittelbar vor den vorhandenen Pfeilern als Außenstützen anzubringen, wodurch die Störung der Bewohner auf das kleinste Maß verringert wurde. Beide Stützenreihen wurden sodann durch schwere Blechträger in den einzelnen Stützenebenen von Ost nach West am Kopf der Stützen verbunden und sodann die Pfeiler der Aufstockung sowohl auf der Ostseite wie auch auf der Westseite auf diesen Verbindungsträgern aufgestellt.

Die neuen Stockwerke bildeten so ein auf zwölf Stockwerke hohen Stelzen stehendes Gebäude. Diese Stelzen oder Stützen waren in beiden Richtungen versteift, entweder durch neue Versteifungen oder durch Verbindung der Stützen mit den alten Pfeilern u. dergl. Da das untere alte Gebäude nicht für die Aufnahme von Winddrücken auf ein Gebäude von 18 Stockwerken versteift worden war, so wurde es im dritten Stockwerk mit neuen Versteifungen versehen.

Die Gründung an der Westseite machte keine Schwierigkeiten und war die übliche Ausführung eines Gründungsrostes auf Felsen.

Die Gründung an der Ostseite war schwieriger, da die Stützen die alten Pfeiler praktisch berührten und tatsächlich über den alten Gründungen standen. Hier war es nötig, eine Kragrostgründung auszuführen.

Das neue obere Gebäude wurde so über dem alten aufgebaut, und dieselbe Aufzugsvorrichtung, welche zum alten Gebäude gehörte, fuhr auch nach den neuen Stockwerken. Obwohl ein und dieselbe Maschine benutzt wurde, war der Betrieb während des Aufstockens zu keiner Zeit unterbrochen.

Die Möglichkeit, technisch einwandfrei und wirtschaftlich lohnend auf ein bestehendes Hochhaus weitere sechs Stockwerke auf Stützen von der außerordentlichen Höhe von zwölf Stockwerken aufzustocken, ist also erwiesen, und man kann aus diesem Beispiel jedenfalls entnehmen, daß die Aufstockung auf sechs bis acht Stockwerke hohen Stützen auch für deutsche Verhältnisse lohnend sein wird.

Die aus der Zeitschrift Engineering News-Record entnommene Abb. 3 dürfte eine willkommene Ergänzung der vorliegenden kurzen Beschreibung bilden.

Sehr bemerkenswert ist auch das an zweiter Stelle genannte Beispiel[2]). Bei diesem im Jahre 1926 ausgeführten Umbau handelte es sich darum, ein 1864 gebautes fünfstöckiges Fabrikgebäude, bestehend aus Steinmauerwerkswänden, inneren Säulen und Decken aus Holz durch einen ummantelten Stahlrahmenbau mit Ziegelfüllmauerwerk und Betondecken zu ersetzen. Durch die einschränkende Bedingung, daß der Umbau des Gebäudes und das Versetzen der Fabrikationsmaschinen ohne Unterbrechungen des Spinnereibetriebes erfolgen solle, wurde die Lösung der Bauaufgabe recht bemerkenswert. Der Hauptgrund für die Wahl der Bauweise war, daß sie die einzige Möglichkeit bot, das neue Gebäude vom Dache abwärts zu bauen, so daß die Maschinen im alten Gebäude auf die Fußböden des Neubaues ohne Betriebsunterbrechung übergeführt werden konnten. Das neue Fabrikgebäude sollte sechs Stockwerke haben, feuersicherer und größer als das alte sein. Die alten Dachbinder, welche das Dach und die Decken des fünften und vierten Stockwerks trugen, waren nicht geeignet, die beiden Derrickkrane für den Zusammenbau des neuen Stahltragwerkes zu tragen. Es war vielmehr nötig, zu diesem Zweck besondere Hilfsbinder aus Holz auf den Mauern des alten Gebäudes aufzustellen. Diese stählernen Derricks mit etwa 25 m langen Auslegern wurden sowohl zu Errichtung des neuen wie zum Abbruch des

Abb. 4. Fabrikumbau: Der neue Stahlrahmen um eine aufzustockende und umzubauende Wollspinnerei.

[1]) Vergl. Engineering News-Record Nr. 9 vom September 1927, S. 356.

[2]) Vergl. Engineering News-Record Nr. 1 vom 7. Juli 1927, S. 12.

alten Gebäudes verwendet sowie dazu, die schweren Spinnereimaschinen von den Stockwerken des alten Gebäudes auf die des neuen zu versetzen.

Gleichzeitig wurden die Gründungen des alten Gebäudes bis auf den Felsen getrieben. Alsdann wurde der neue Stahlrahmenbau so schnell errichtet, als es die Lieferung der Stücke von der Fabrik erlaubte. Da die Grundfläche des neuen Gebäudes etwas größer war als die des alten, so wurden alle Stützen der neuen Außenwände und ihre Versteifungsträger außerhalb des alten Gebäudes geführt. Das Versetzen der neuen inneren Stützen erforderte selbstverständlich eine vorsichtige Arbeitsweise und ein genaues Einmessen, da es ohne Störung der Tätigkeit irgend einer der Spinnereimaschinen im alten Gebäude erfolgen mußte.

Der vollständige Stahlrahmen ist in Abb. 4 dargestellt. Das alte Gebäude ist ganz mit dem neuen Stahlrahmen umschlossen, und die Baumaschinen sind auf den Stahlrahmen des neuen Gebäudes abgestützt worden. Das flache Dach des neuen Gebäudes wurde darauf in Beton hergestellt. Die Abb. 5 zeigt den Stand vom 9. Juni 1926, bei welchem das Dach und das 6. Stockwerk ausbetoniert und die Wände dieses Stockwerks mit Ziegelmauerwerk ausgefüllt sind. Die Abbildung zeigt auch den Abbruch des alten Gebäudes von oben nach unten fortschreitend. Dabei sind alle Spinnereirohstoffe aus diesem Stockwerk des alten Gebäudes vorher in das sechste Stockwerk übergeführt worden. Besondere Maßnahmen erforderte endlich der Ausbau des Erdgeschosses, der ganz unabhängig und unter Berücksichtigung der Tatsache erfolgte, daß dieses Geschoß sehr schwere Erschütterungen verursachende Maschinen trägt und es vorgeschrieben war, diese Erschütterungen von dem übrigen Teil des Gebäudes abzuhalten. Deshalb wurden alle Pfeiler und Wände des Hauptgebäudes mit dicken Korkschichten isoliert und das Erdgeschoß von eigenen Säulen auf eigenen Fundamenten getragen. Während des ganzen Bauvorganges war der Fabrikbetrieb nicht unterbrochen worden, mit Ausnahme von 1 oder 2 Tagen, an welchen gewisse schwere Stahlbauteile versetzt wurden.

Es war richtig gewesen, den Neubau von oben nach unten zu bauen: Die Leistung der Spinnerei war im Jahre des Umbaues größer als im vorhergehendem Jahre. Nur bei Vertrautheit mit den Maschinen einer Wollspinnerei kann man sich die außergewöhnliche Sorgfalt vorstellen, welche der Vorgang des Versetzens dieser Maschinenanlagen vom alten zum neuen Gebäude erforderte. Manche der Maschinen hatten 15 t Gewicht je Einheit, und in einem Geschoß allein war ein Wert an Maschinenausstattung von 1 Mill. R.-M. untergebracht. Während des ganzen Umbaues wurde keine dieser Spinnereimaschinen im geringsten beschädigt.

Diese beiden Bauausführungen dürften zur Genüge gezeigt haben, daß die neue Bauweise heute, wo man mehr denn je auf wirtschaftliches Bauen angewiesen ist, volle Aufmerksamkeit verdient, und daß es zahlreiche Fälle geben wird, wo sie mit technischem und wirtschaftlichem Vorteil verwendet werden kann als ein neues Beispiel für die Anpassungsfähigkeit des Stahlbaues.

Abb. 5. Fabrikumbau: Das neue Dach und das aufgestockte 6. Geschoß sind fertiggestellt. Die Spinnereimaschinen des 5. Geschosses sind durch die Baukrane in das neue 6. Geschoß überführt worden. Das 5. Geschoß wird abgebrochen.

Das Hauptlagerhaus der Gutehoffnungshütte in Oberhausen.

Von Dr. C. Scharnow, Sterkrade.

Wirtschaftliche Erwägungen führten zum Bau eines Zentrallagerhauses in Oberhausen, das die Läger der einzelnen Werksabteilungen der Gutehoffnungshütte zusammenfassen und dadurch zu einer Verminderung der Lagerbestände führen sollte. Die Lage des Gebäudes in unmittelbarer Nähe der Hauptverwaltung an einer Hauptverkehrsstraße in Oberhausen stellte natürlich besondere Anforderungen an die äußere Gestaltung des Bauwerks. Abb. 1 zeigt die Vorderseite des Hauptlagerhauses, wie es nach dem Entwurf von Professor Peter Behrens im Jahre 1922 ausgeführt wurde.

An Stelle der in früheren Jahren für derartige Anlagen üblichen reinen Nutzbauten, durch die noch heute das Bild der Industriestädte verunziert wird, wurde hier ein Bauwerk errichtet, das zusammen mit dem gleichzeitig erbauten und in einheitlicher Formgebung gehaltenen Verwaltungsgebäude einen Schmuck der Stadt Oberhausen bildet und durch das die Industrie einen Teil ihrer Sünden am Städtebild wieder gut gemacht hat.

Auch auf die innere Gestaltung wurde besondere Sorgfalt verwandt. Trotz Verwendung der einfachsten Baustoffe entstanden unter der Meisterhand des Architekten reizvolle Wirkungen, von denen die Abb. 2 ein Bild gibt.

Der Bau liegt in einem Gebiet, das stark unter Bergschäden leidet. Dieser Umstand war mitbestimmend dafür, daß die Ausführung in Stahl und nicht in Eisenbeton erfolgte, weil — während der spröde Eisenbeton reißt — der erstere seine Tragfähigkeit nicht verliert, auch wenn durch unvermeidliche Formänderungen infolge der Bodenverschiebungen die Streckgrenze hier und da einmal überschritten werden sollte. Trotzdem wurden mit Rücksicht auf die zu erwartenden Senkungen und Verschiebungen besondere Sicherungen gegen Bergschäden getroffen: Wie aus dem Längenschnitt Abb. 3 zu ersehen ist, wurde der ganze Bau durch Trennfugen, die durch das ganze Gebäude wie durch das Fundament hindurchgehen und an denen Doppelstützen vorgesehen sind, in fünf Teile zerlegt. Diese Fugen sind nur

Abb. 1. Vorderansicht.

Abb. 3. Längenschnitt.

durch Riffelblechtafeln abgedeckt und gestatten lotrechte und wagerechte Verschiebungen der Gebäudeteile gegeneinander. Durch rahmenartige Ausbildung des Kellergeschosses und die starken Abmessungen desselben wurde ferner Sorge dafür getragen, daß auch bei ungünstigster Lage der Senkungsmulden ein Bruch des Unterbaues nicht eintreten kann.

Das Bauwerk ist 84 m lang und 18,66 m breit. Es ist dreischiffig und hat sechs Decken, die für Nutzlasten von 500, 1000, 2000, 3000 und 5000 kg/cm² berechnet sind. In den oberen Stockwerken werden leichtere Teile, in den unteren die schwereren gelagert. Die kurzen Bauteile Feld 3'—4' und 10'—11' sind eingeschaltet zur Aufnahme der Aufzüge, die gegen Schiefstellung des Gebäudes besonders empfindlich sind, weil sich diese Felder nötigenfalls leicht nachrichten lassen. Die Anordnung hat sich gut bewährt. Verschiebungen sind nur an den Stellen eingetreten, wo die Trennfugen liegen; Risse sind bisher nicht festzustellen.

Abb. 2. Innenansicht.

Die Deckenträger haben eine gegenseitige Entfernung von etwa 2 m. Die Hauptunterzüge wurden mit den Stützen zu Steifrahmen verbunden, die für die Aufnahme der Windkräfte berechnet sind. Die Deckenträger bestehen aus Walzträgern, die Unterzüge aus genieteten Trägern. Die Stützen haben ebenfalls einen Trägerquerschnitt aus einem Stehblech mit vier ungleichschenkligen Winkeln. Sie sind mit Rücksicht auf Feuersgefahr ummantelt (Abb. 2), desgleichen auch die Unterzüge. Die Außenwände werden mit Rücksicht auf Bodensenkungen von den Säulen und Unterzügen getragen.

An beiden Längsseiten des Gebäudes befindet sich je eine durchlaufende Rampe mit einem Vordach (Abb. 1). Auf der Rampe, die für 1000 kg/m² Nutzlast berechnet ist, läuft ein Konsolkran mit schwenkbarem Ausleger für 1000 kg Nutzllast zum Entladen von Gütern aus dem Ladegleis. Die weitere Beförderung der Güter innerhalb des Lagerhauses erfolgt in der Hauptsache mit Elektrokarren. Zwei schwere Aufzüge für 4000 kg Nutzlast befördern die Karren von Stockwerk zu Stockwerk.

Abb. 4. Ansicht des im Zusammenbau befindlichen Stahltragwerkes von der Schmalseite.

Das Stahltragwerk des Gebäudes im Gewicht von rd. 1000 t wurde von der Brückenbau-Abteilung der Gutehoffnungshütte in den Jahren 1921 und 1922 geliefert und aufgestellt. Abb. 4 zeigt das in Abb. 3 im Längsschnitt dargestellte Stahlgerippe während der Aufstellung von der Schmalseite her.

Verschiedenes.

Abb. 1. Turmpaar der Rundfunk-Sendeanlage Stettin.

Stählerne Funkturmbauten der Firma J. Gollnow & Sohn zu Stettin. In dem Zeitraum von etwa einem Jahr wurden in Stettin zwei Funkanlagen geschaffen, und zwar die eine für den Rundfunk-Zwischensender Stettin, die andere für den Sender der Flughafen Stettin G. m. b. H.

Beide Stationen sind mit je zwei stählernen Sendetürmen ausgerüstet. Auf Abb. 1 ist die Rundfunk-Sendeanlage dargestellt, deren beide Türme je 75 m Höhe haben. Da sie im bebauten Gelände stehen, hat man sich bemüht, eine ansprechende Form zu finden und die Gurte in Anlehnung an eine Parabel geformt, während die Ausfachung auf der Spitze stehende Quadrate als Grundfigur zeigt, wodurch für den Beschauer, besonders bei mittlerer Entfernung vom Turm ein ruhiger Eindruck erzielt wird.

Auf Abb. 2 sind die Türme der Flughafen-Sendestation dargestellt, ihre Höhe beträgt je 45 m.

Das Stabnetz ist nach ähnlichen Grundsätzen wie bei den Rundfunksendetürmen ausgeführt. Im Gegensatz zu diesen tragen sie an der Spitze je eine Plattform, um die Aufstellung eines Scheinwerfers für FliegerSignale zu ermöglichen. Beide Türme sind durch Leitern zugänglich gemacht, die durch entsprechende Ausruhpodeste unterbrochen werden.

Die Montage erfolgte in der Weise, daß der untere Turmschuß, der aus vier räumlichen Beinen besteht, mittels Schwenkmast aufgestellt wurde. Die Montage der weiteren Schüsse wurde von innen heraus mit einem im Turm schußweise hochgeführten Baum vorgenommen, der durch Seile allseitig gehalten war und nach Bedarf über die vier Turmseiten geneigt werden konnte. Es wurde je eine Vorder- und Rückwand unten fertig verschraubt, im ganzen hochgezogen und alsdann die Stäbe der rechten und linken Seitenwand einzeln eingebaut. Auf diese Weise wurde die Montage beider Türme in der kurzen Zeit von 20 Tagen durchgeführt.

Die Berechnung der Türme des Flughafens erfolgte für einen Antennenzug von 500 kg an der Turmspitze, für eine Windbelastung der den 75 m hohen Türmen 35 t, bei den 45 m hohen 20 t. Zur Aufnahme dieser Kräfte sind braun glasierte Porzellan-Isolatoren von 126 cm² Querschnittsfläche eingebaut, auf welche der Druck durch kugelige Stahlgußstücke zentrisch übertragen wird. Die aufwärts gerichteten Zugkräfte werden durch senkrecht über den erstgenannten Porzellankörpern angeordnete Porzellankörper gleicher Art aufgenommen und mittels U-Eisen-Traversen und Rundeisen-Anker in die Fundamente geleitet.

In wagerechtem Sinne sind die Füße durch drei wagerecht gestellte Porzellan-Isolatoren festgelegt, die ebenfalls durch kugelige Lagerstücke zentrisch belastet werden und in einer Ebene liegen, die fast genau durch den kugeligen Auflagerpunkt für die lotrechten Druckkräfte geht. Um den Einbau der horizontalen Porzellankörper leicht zu ermöglichen, sind nachstellbare Anlageflächen vorgesehen, wie auf der Zeichnung Abb. 3 dargestellt ist.

Die Berechnung der Türme des Rundfunk-Senders erfolgte für einen Antennenzug an der Turmspitze von 1000 kg und eine Windbelastung von 225 kg/cm² auf die vordere Turmwand, von 112,5 kg/cm² auf die hintere; im übrigen wie üblich für das Eigengewicht. Nach den hier zur Anwendung gebrachten „Bestimmungen über die bruchsichere Führung von Hochspannungsfreileitungen“ waren für die Beanspruchung 1500 kg/cm²

Abb. 3. Anordnung der Turmauflagerung und Isolierung.

Abb. 2.
Türme der Flughafen-Sendestation Stettin.

zugelassen und in den Knickstäben eine dreifache Sicherheit nach Euler und eine zweifache nach Tetmajer verlangt.

Abb. 3 zeigt die bei beiden Türmen grundsätzlich gleiche Anordnung der Auflagerung und Isolierung. Der größte lotrechte Druck beträgt bei vorderen Turmseite von 200 kg/m² und der Rückseite von 100 kg/m², im übrigen wie üblich für das Eigengewicht. Die zulässigen Spannungen und geforderten Knicksicherheiten richteten sich hier nach den „Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe". Diese Türme wurden daher etwas schwerer als die erstgenannten ausgebildet.

Die Ausführung beider Turmpaare erfolgte durch die Eisenbauanstalt J. Gollnow & Sohn in Stettin Ende 1925 bezw. Anfang 1927.

Dipl.-Ing. Erwin Rohnstadt.

Unterbindung des Hochhausbaus durch Besteuerung. In den „Berliner Wirtschaftsberichten" wird in Heft 9 vom 28. April 1928 in einer Abhandlung zu der Frage der Hochhaus-Besteuerung Stellung genommen und ausgeführt, daß mit der Genehmigung zur Aufführung von Hochhäusern dem Bauherrn ein Geschenk gemacht wird, das unter Umständen Millionen betragen kann. Der Eigentümer bekommt — immer nach Ansicht dieses Verfassers — die Millionen ohne jede Gegenleistung, so daß eine starke Besteuerung nur ein Ausgleich wäre. Diese wird in der Form der indirekten Steuer vorgeschlagen, und zwar soll als Grundlage die aus den Plänen und Baubeschreibungen errechnete Kubikmeterzahl dienen. Um auch den durch die örtliche Lage bedingten erheblichen Wertunterschieden Rechnung zu tragen, soll der Maßstab des Rauminhalts ergänzt werden durch einen Maßstab, der auf den Wert des Grundstücks Rücksicht nimmt. Über die Höhe der Steuer wird gesagt, daß sie so bemessen sein soll, daß sie als ein angemessener Ausgleich für die gewährten Vorteile gelten kann. In einem angeführten Beispiel wird für die Raumsteuer der Satz von 1 R.-M. je m³ und als Multiplikator 1 % des Quadratmeterwertes als angemessen und tragbar bezeichnet, als einzige Einschränkung eine obere Grenze für die Steuer von 20 R.-M. je m³ vorgesehen. In diesem Falle, also unter Berücksichtigung der oberen Grenze, würde die Steuer 40 bis 50 % der Baukosten ausmachen.

Man weiß nicht, was bei diesem Vorschlag mehr befremdet, der schreiende Widerspruch der vorgeschlagenen Steuer mit den Belangen der Wirtschaft oder das planmäßige Streben, den Bau von Hochhäusern überhaupt unmöglich zu machen. Bei der Wirtschaftsfeindlichkeit des Vorschlages ist es durchaus müßig, sich des näheren damit zu befassen: Die Überlegung, daß 40 bis 50 % der Baukosten als Steuern zu zahlen sind, genügt vollauf, um ihn als widersinnig abzulehnen, umsomehr als ja jede Wertvermehrung bei der Grundsteuer, Gewerbesteuer, Einkommensteuer und Wertzuwachssteuer steuerlich schon genügend erfaßt wird. Als nennenswerte Steuereinnahmequelle kommt die beabsichtigte Steuer unseres Erachtens überhaupt nicht in Frage. Den günstigsten Fall angenommen, daß die Bautätigkeit trotz Einführung der Steuer die gleiche bliebe und daß jährlich zehn Hochhäuser gebaut würden, würde man, wenn man das im Artikel angeführte Beispiel annimmt, mit einer Steuereinnahme von etwa 800 000 R.-M. rechnen können, deren größter Teil durch den notwendig werdenden Steuerapparat aufgesogen würde. Wenn man aber die voraussichtliche Entwicklung zugrunde legt, nämlich daß kaum oder bei Einführung der Steuer überhaupt nicht gebaut wird, so würden für die Steuerverwaltung nur Verluste entstehen, die anderwärts gedeckt werden müßten.

Der einzige Erfolg der Steuer würde demnach darin bestehen, jeden Anreiz zum Bau von Hochhäusern oder zur Aufstockung bestehender Gebäude von vornherein zu ersticken. Nun ist ja kaum anzunehmen, daß dieser abwegige Vorschlag einer Sonderbesteuerung von Hochhausbauten greifbare Formen annehmen wird. Immerhin sei darauf hingewiesen, daß die in Frage kommenden Wirtschaftskreise sich mit aller Schärfe gegen die Verwirklichung derartiger Pläne zu wehren haben.

Der Baustahl im Hochofenbau. So sehr sich die modernen Hochofenanlagen in ihrem Aufbau, in ihrer konstruktiven Ausbildung und besonders in den Nebenanlagen von denen vergangener Jahrzehnte unterscheiden, eines ist sich doch gleich geblieben, nämlich die ausschließliche Verwendung von Stahl für den konstruktiven Aufbau. Hierin wird auch die Zukunft aus wichtigen bau- und betriebstechnischen Gründen nie etwas ändern können. Abgesehen von der Ausmauerung ist Stahl der einzige in Frage kommende Baustoff, da nur er sich ohne allzugroße Schwierigkeiten abbrechen und wieder anderweitig verwenden läßt.

Im vorstehenden Bild sieht man die gewaltige Anlage einer neuzeitlichen Hochofenanlage der Fried. Krupp Aktiengesellschaft, Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen (Niederrhein). Die gesamte Höhe des Hochofens beträgt rd. 46,50 m. Der Hochofen selbst ruht zwischen und auf vier stählernen Gitterträgerstützen, welche bis zur und über die Gichtbühne durchlaufen. Zwischen ihnen ist die eigentliche Ofenkonstruktion aufgehängt. Auch die verschiedenen Nebenanlagen wie Schrägaufzug und Winderhitzer nebst den Gebläseleitungen sind in Stahl erstellt. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion des abgebildeten Hochofens einschl. Schrägaufzug, aber ohne Winderhitzer und Gebläseleitungen, beträgt rd. 550 t.

Dipl.-Ing. Mangold.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des ersten Jahrganges „Der Stahlbau" 7,50 R.-M. und Postgeld

1. Jahrgang | BERLIN, 15. Juni 1928 | Heft 6

Hallenbauten in Stahl.

Nach einem Vortrag auf der Internationalen Brückenbautagung in Zürich im September 1926.

Von **Hans Schmuckler**, Berlin.

Die Notwendigkeit, weite Räume zu überspannen, hat den neuzeitlichen Hallenbau geschaffen. Als eine der ersten weitgespannten Hallen entstand die Halle au Blé in Paris um die Mitte des vorigen Jahrhunderts. Danach kamen in gewissen Zeitabständen die Hallen der Weltausstellungen in Paris, St. Louis und Chicago, die Pancraz Station in London und andere, und damit gewann die Verwendung des Stahls im Hallenbau ständig wachsende Bedeutung. Von einem eigenen „Stil des Stahlbaus" kann man indes erst im 20. Jahrhundert sprechen. Er ist nicht vergleichbar mit den historischen Baustilen, bei denen der Baustoff — Marmor, Backstein, Sandstein — gleichzeitig tragendes und raumbildendes Element und damit Träger der Stilformen war. Der Stahl dagegen ist in den meisten Fällen nur tragendes Gerippe, der Raum selbst wird von anderen raumbildenden Bauteilen — Dach und Wände — abgeschlossen. Die Aufgabe beim Entwurf von Hallen in Stahlbauweise ist demzufolge eine von den früheren Bauaufgaben vollständig abweichende, und es ist ein leider noch immer verbreiteter Irrtum, daß der Stahlbau eine reine Ingenieuraufgabe darstellt, die nur aus statischen, konstruktiven und wirtschaftlichen Gesichtspunkten gestaltet, ohne daß das Intuitive, Künstlerische dabei Raum hat.

Wie falsch diese Anschauung ist, zeigen die vielen schönen Stahlbauten der letzten beiden Jahrzehnte, von denen einige besonders bemerkenswerte im folgenden besprochen werden.

Die den konstruktiven und ästhetischen Anforderungen mit Leichtigkeit gerecht werdende Formgebung des Stahls bietet dem schöpferischen Geist des Architekten und Ingenieurs Möglichkeiten, die mit keinem anderen Material erreichbar sind, und die Nüchternheit, die dem Stahl häufig vorgeworfen wird, kommt in der Regel von der Unfähigkeit des Entwerfenden.

Wir leben in der raschen Zeit des Automobils und der Maschine. Schlichte Formen beherrschen nicht nur den Maschinen- und den Ingenieurbau, sondern sie sind auch das Kennzeichen der besten heutigen Architekturschöpfungen.

Daß der Laie noch vor wenigen Jahren dem Stahlbau geringes Verständnis entgegenbrachte, und auch viele Architekten mit ihm nichts rechtes anzufangen wußten, hat seinen Grund in den besonderen Festigkeitseigenschaften des neuen Baustoffes.

Während Stein und Holz ihrer geringen Festigkeit wegen verhältnismäßig großer Querschnittsabmessungen bedurften, die der körperlichen Erscheinung zugute kamen, sind beim Stahl infolge seiner großen Zug-, Druck- und Biegefestigkeit die Abmessungen zumeist sehr dünn, wirken infolgedessen unkörperlich, mehr wie lineare Ornamente.

Um daher den Stahlbaustil richtig zu würdigen und zu verstehen, muß der Entwerfende wie der Betrachter sich in das besondere Gefüge des Materials hineinfühlen. Dazu braucht es einer gewissen Zeit.

Zweifellos hat auch das Verständnis für die historischen Baustile einer langen Zeitspanne bedurft, bis die Freude an den Bauformen zur Selbstverständlichkeit wurde. Dieses Einfühlen in den Baustil des Stahls kann sich ebenfalls nur allmählich ergeben: Es wird am besten gefördert durch formschöne Ausführungen, und man darf feststellen, daß deren Zahl von Jahr zu Jahr zunimmt.

Jedenfalls stellen der neuzeitliche Brücken-, Hallen- und Industriebau dem entwerfenden Baukünstler reizvollere Aufgaben als die Wiederholung klassischer Bauformen, die keineswegs mehr Ausdruck unserer schnelllebenden Zeit sein können. Noch ist zur Lösung dieser Aufgaben die Zusammenarbeit von Architekt und Ingenieur notwendig. Ob sich in der Zukunft beide voneinander scheiden, der Architekt die konstruktiven und statischen Fragen soweit beherrschen wird, daß er allein diese Bauaufgabe zu lösen vermag, oder ob umgekehrt die Zukunft Ingenieure mit der nötigen künstlerischen Intuition hervorbringt, das vermögen wir heute noch nicht zu sagen. Eines aber ist sicher, daß eine vollendete Brücke oder ein guter Hallenbau in Stahl ein sprechenderer Ausdruck unserer Zeit ist als ein Prachtbau in „historischem" Baustil.

Die dem Stahl im Hallenbau gestellten Aufgaben sind sehr vielseitig: Bahnhofs- und Ausstellungshallen, Markthallen und Flugplätze bieten dem Architekten und dem Ingenieur Gelegenheit, die Bauweise weiter zu entwickeln. Dabei tritt gerade beim Bau stählerner Hallen die Notwendigkeit einer Baugestaltung von innen heraus deutlich hervor, wie sie von dem modernen Architekten als die Grundlage baulichen Schaffens angesehen wird.

Von großem Einfluß auf die Formgebung im Hallenbau sind die Dacheindeckungsmaterialien und die Oberlichte. Dachziegel und Schiefer sind nur in einigen besonderen Fällen verwendbar; Wellblech ist so unschön, daß es bei uns nur noch selten als Eindeckung von Hallenbauten Anwendung findet. Kupfer wäre das technisch beste Material für Hallenbauten, scheidet aber wegen seiner hohen Kosten in den meisten Fällen aus.

Teerpappe hat sich für Fabrikbauten gut bewährt, ist aber an geringe Dachneigung gebunden und erfordert dauernde Unterhaltung. Abgesehen davon hat sie in der gewöhnlichen Ausführung ein häßliches Aussehen.

Asbestschiefer (Eternit, Fulgurit und dergleichen) dagegen ist nur bei steileren Dachneigungen — etwa von 20° aufwärts — anwendbar, und trotz des geringen Gewichts für die Gesamtkosten deshalb teuer, weil er nur eine geringe Freilage zuläßt und infolgedessen ein engmaschiger Unterstützungsrost notwendig ist.

Außerdem ist bei diesem Material, ebenso wie bei Wellblech, der Wärmeverlust ziemlich groß, wenn nicht besondere Isolierungsmaßnahmen den erforderlichen Wärmeschutz geben.

Das in neuester Zeit aus Amerika kommende, angeblich rostsichere Armco-Blech muß seine Bewährung erst noch erweisen.

Als zweckmäßigstes Dacheindeckungsmaterial für Hallen- und Industriebauten hat sich die teerfreie Pappe bewährt, die in verschiedenen Farben und Ausführungen erhältlich und für jede Dachneigung verwendbar ist. Mit diesem Material ist der Hallenkonstrukteur in seiner Querschnittsgestaltung erst völlig frei geworden. Die teerfreie Pappe kann in einfacher und doppelter Lage auf Holzschalung verlegt werden. Besser geeignet erscheinen aber als tragende Unterlage Bimsbetonhohlplatten oder bewehrte Hohlsteindecken. Diese feuerbeständigen Dachdeckungsmaterialien sind verhältnismäßig leicht (etwa 60 kg pro m^2) und billig. Sie geben mit ihrer glatten Unteransicht, geputzt oder auch nur geweißt, dem Halleninneren einen soliden, schönen oberen Abschluß.

Nebenher sei auch auf die Bimsbeton-Kassettenplatten hingewiesen, die in manchen Fällen aus Schönheitsgründen gewählt werden, wegen ihrer geringen Dicke im Spiegel jedoch nur einen mäßigen Wärmeschutz darstellen.

Das Neueste auf dem Gebiete der Dacheindeckungen ist der aus Schweden kommende Gasbeton „Aerokret", der in Deutschland von der Torkret-Gesellschaft hergestellt wird, und der Zellenbeton von Christiani & Nielsen in Hamburg. Aerokret ist ein Leichtbeton, dessen lockeres Gefüge durch Beimischung von gasbildenden Metallen (Aluminiumpulver u. a.) zum Betongemisch erzielt wird. Das durch die Verbindung des Metalls mit den chemischen Bestandteilen des Betons sich bildende Gas durchsetzt die Betonmasse mit geschlossenen, kugelförmigen Luftblasen, wodurch eine außerordentlich gute Isolierung bei einem sehr geringen Raumgewicht (800 bis 900 kg pro m^3) erreicht wird. Aerokret eignet sich ebenso für Dacheindeckungen wie für Wände. Eine 16 cm starke Aerokret-Plattenwand entspricht in ihrer Wärmeschutzwirkung einer Ziegelmauer von etwa 40 cm Stärke.

Ähnliche Verhältnisse in bezug auf Leichtigkeit und Isolierungswirkung zeigt auch der Zellenbeton, der durch Einpressen von konsistentem Seifenschaum in das flüssige Betongemisch erzeugt wird.

In diesem Zusammenhange seien auch noch die Hourdis aus Ton genannt, die aber nur geringe Spannweiten gestatten, ebenso wie die aus Sägespänen mit Magnesit hergestellten und mit Holzleisten armierten Tektondielen.

Wie die Dacheindeckung, so ist auch die Ausbildung der Oberlichte von wesentlichem Einfluß auf die Formgebung der Hallenbauten gewesen, insbesondere seit die gut durchgebildeten kittlosen Oberlichtsysteme sehr geringe Neigungen der Glasdachfläche zulassen. Dadurch ist die Möglichkeit gegeben, anstelle der oft sehr unschönen Raupenoberlichte ruhige und ästhetisch befriedigende Dachlichtflächen anzuordnen, wie sie beispielsweise Abb. 7 zeigt.

Eine wichtige Frage ist auch die Größe der erforderlichen Oberlichtfläche. Sie hat einen wesentlichen Einfluß nicht nur auf die gute Belichtung, sondern ebenso sehr auf Wärmehaltung und Heizungskosten. Ein großer Teil des Wärmeverlustes ist durch die Oberlichte bedingt und deren Fläche sollte deshalb nicht unnötig groß bemessen werden.

Es wäre für die Entwicklung des Hallenbaues sehr erwünscht, wenn sich die Beleuchtungstechniker mit dieser wichtigen Frage eingehender beschäftigen würden. Zu beachten ist dabei allerdings, daß das Lichtbedürfnis für die verschiedenen Bauzwecke verschieden ist, daß eine Spinnerei und Weberei größere Anforderungen an die Belichtung stellt als beispielsweise eine Kesselschmiede oder Schiffswerft, und daß unter anderem die Lage einer Fabrikhalle in reiner oder rußreicher Gegend sowie die Rauch- und Rußentwicklung in der Halle selbst zu berücksichtigen ist.

Als normales Maß für die Bemessung der Oberlichtfläche kann für Fabrikbauten bei richtiger Anordnung 25 bis 30% der Grundfläche angenommen werden. Es würde, wenn es sich um einen Rauch- und Rußbetrieb handelt, auf 35 bis 40% zu erhöhen sein. Bei Lagerschuppen und dergl. genügt unter Umständen eine Oberlichtfläche von 15 bis 20%.

Zu beachten ist bei der Bemessung der Oberlichtflächen, ob weitere Lichtflächen in den Wänden angeordnet sind.

Bei Bauten in tropischen Gegenden empfiehlt sich häufig, anstelle von Oberlichtflächen vertikale Lichtbänder in besonderen Lichtlaternen, die auch gleichzeitig der Lüftung dienen, unterzubringen, um die ungünstige Einwirkung der Sonnenstrahlen zu vermindern.

Ein immer wieder zu beobachtender Fehler ist auch die Anordnung der Oberlichtflächen unterhalb von Lüftungsöffnungen im Dach. Diese Oberlichte sind, wie man fast auf allen Bahnhöfen beobachten kann, ganz besonders stark der Verschmutzung ausgesetzt.

Für Hallenbauten repräsentativen Charakters kann man anstelle der kittlosen Oberlichte auch Prismenverglasung verwenden. Sie hat, allerdings bei höherem Preis und größerem Gewicht als Oberlichte, den Vorteil sehr guter Lichtverteilung durch Streuung und erheblich besseren Wärmeschutzes.

Die neuen hochwertigen Baustähle St 48 und St Si[1]) haben für den Hallenbau nur bei außergewöhnlich großen Spannweiten Bedeutung, während bei den üblichen Abmessungen der mit ihnen erreichte Vorteil der Gewichtsersparnis durch den Aufpreis des Materials und die teurere Verarbeitung aufgehoben wird.

Besser als alle theoretischen Erörterungen geben Bilder die Möglichkeit zu vergleichender Betrachtung. Es sollen daher an einer Reihe von Abbildungen ausgeführter Bauten die hier gestreiften Gesichtspunkte näher erläutert werden:

[1]) Vergl. „Stahlbau" Heft 4, S. 47/48.

Abb. 2. Messehalle 9 zu Leipzig.
(Ausführung Mitteldeutsche Stahlwerke A.-G., Werk Lauchhammer.)

Ausstellungshallen: Abb. 1 zeigt eines der schönsten Stahlhallenbauwerke, die von der M. A. N. (Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg) Werk Gustavsburg ausgeführte Festhalle in Frankfurt/Main. An einen im Grundriß elliptischen Mittelraum schließen sich beiderseitig rechteckige Anbauten an. Das Bild zeigt die schöne Raumwirkung und die gute Gestaltung des stählernen Tragwerkes. Die Binder sind sogenannte Viergelenkbogen, deren Besonderheit darin besteht, daß je nach der überwiegenden Belastungsrichtung sich eines der beiden als Kontaktgelenke ausgebildeten Scheitelgelenke öffnet und das andere mit den beiden Fußgelenken einen Dreigelenkbogen bildet. Die Anordnung dieser in Höhe des Laternenringes liegenden Scheitelgelenke hat gewisse wirtschaftliche Vorteile, die Gestaltung der Binder und Ringe als Vierendeelträger im vorliegenden Falle eine gute ästhetische Wirkung. Das Gewicht der Stahlkonstruktion einschließlich der Galerien beträgt 260 kg/m².

Von der Meßhalle 9 zu Leipzig zeigt Abb. 2 eine Innenaufnahme, welche die Formgebung der Binder gut erkennen läßt. Sie war der erste Hallenbau in St. 48, das Gewicht der Stahlkonstruktion beträgt 525 t, die Ausführung erfolgte durch die Mitteldeutschen Stahlwerke A.-G., Werk Lauchhammer. Eine einheitlichere Formgebung, die bei der in der Abbildung erkennbaren Vereinigung der Vollwandkonstruktion für die Binder, der Vierendeelrahmen für die Stützen und des Ständerfachwerkes für Portale und Laternenwand freilich nicht ganz leicht zu bewirken war, hätte die Raumwirkung wohl noch gesteigert.

Die in Abb. 3 in einer Innenansicht gezeigte Messehalle 8 in Leipzig ist ein Werk der Gutehoffnungshütte A.-G. Oberhausen und mit einem Treppendach versehen, in dessen Vertikalflächen Lichtbänder angeordnet wurden. Diese Anordnung, der man in neuerer Zeit häufiger begegnet (Jahrhunderthalle Breslau, Funkhalle Berlin u. a.), ist zuerst 1913 von dem französischen Architekten Garnier bei der Markthalle Lyon zur Anwendung gelangt und von ihm bereits 1905 für einen großen Industriebaukomplex in Aussicht genommen worden. Sie hat in bezug auf die Belichtung gewisse Vorteile, bedingt aber — besonders bei breiten Hallen — eine große Höhenentwicklung des Daches und schwierige Ausführung der Stahlkonstruktion.

Die Binder sind einwandige Blechträger, die in der Höhe des Untergurts aus Knickfestigkeitsgründen in die zweiwandigen Stützen übergehen.

Abb. 1. Festhalle Frankfurt a. M.
(Ausführung M.A.N., Gustavsburg.)

Abb. 3. Messehalle 8 zu Leipzig.
(Ausführung Gutehoffnungshütte A.-G., Oberhausen.)

Abb. 5. Haus der Technik in Frankfurt a. M. Innenansicht. Abb. 6. Haus der Technik in Frankfurt a. M. Außenansicht.
(Ausführung M. A. N., Werk Gustavsburg.)

Die Lichtbänder bestehen aus Holzfenstern; die Lichtflächen im Dach betragen ungefähr 14% der Grundfläche.

Die Dacheindeckung besteht aus bewehrten Hohlsteindecken mit Doppelpappdach, das Eisengewicht der Halle beträgt 370 t = 43 kg/m² Grundfläche.

Einen Hallenbau in vorbildlicher Form zeigt in Abb. 4 die von der M.A.N. ausgeführte Messehalle 21 in Leipzig. Die Mittelhalle hat einen schön geformten, vollwandigen Zweigelenkbogenbinder, der auf eingespannten Vollwandstützen ruht.

Die Dacheindeckung besteht aus 6 mm starken Fulgurit- (Asbestzementschiefer-) platten auf Hohlsprossen. Diese Mittelhalle ist mit einem elektrischen 20-t-Kran mit 5 t Hilfshub ausgerüstet.

Die Seitenhallen sind mit Dachpappe auf Bimsbetonrippenplatten eingedeckt, die unmittelbar von I-Sparren gestützt werden.

Die vorzügliche Belichtung erfolgt durch vertikale Lichtbänder oberhalb der Seitenschiffe und in den Wänden. Das Eigengewicht der Halle einschließlich Stahlfachwerk der Wände, Kranbahnen und Sprossenwerk beträgt 73 kg/m² Grundfläche.

Abb. 4. Messehalle 21 zu Leipzig.
(Ausführung M. A. N., Werk Gustavsburg.)

Ähnliche Formen zeigt auch das ebenfalls von der M. A. N. ausgeführte Haus der Technik in Frankfurt (Abb. 5 u. 6), bei dem die Bogenbinder jedoch bis zum Hallenfußboden herabgeführt wurden. Bei dieser Halle ist die Belichtung durch Firstoberlichte bewirkt, die jeweils über zwei Binderfelder reichen und von dunklen Dachflächen in der Länge je eines Binderfeldes unterbrochen werden. Die Oberlichtfläche dieser Mittelhalle ist 20% der Hallengrundfläche.

Für die Eindeckung der Dächer wurde teerfreie Pappe auf Schalung und Holzsparren gewählt. Bei einer Hallenlänge von 172 m beträgt das Eigengewicht 76 kg/m².

Einen großen Hallenbau, die von Breest & Co., Berlin, ausgeführte Ausstellungshalle I am Kaiserdamm in Berlin [2]), mit nicht sichtbarem Stahltragwerk zeigt die Abb. 7.

Die Bekleidung der Konstruktion wurde vom Bauherrn gefordert, weil die Halle nicht nur für Ausstellungszwecke, sondern auch für Aufführungen und Festlichkeiten Verwendung finden sollte.

Um die bei solchen Bauten übliche Doppeldecke zu vermeiden und an Baukosten zu sparen, wurde die aus Bimsbetonplatten gebildete Dachhaut in die Mitte zwischen Binderober- und Untergurt verlegt und die vorstehenden Binderteile innen mit Rabitz und außen mit Schalung und teerfreier Pappe umkleidet.

Die Belichtung erfolgt durch rechteckige kittlose Oberlichte, die in der oberen flachen Dachneigung (ungefähr 12°) eingeschnitten wurden und eine Größe von etwa 26% der Mittelhallenfläche ausmachen. Die Halle besitzt einschließlich der Seitenschiffe eine Größe von etwa

[2]) Z. d. V. D. I., Jahrgang 1915, S. 45.

Abb. 7. Ausstellungshalle I am Kaiserdamm zu Berlin. Abb. 8. Ausstellungshalle II am Kaiserdamm zu Berlin.
(Ausführung Breest & Co., Berlin.)

Abb. 9. Bahnsteighalle für den Stuttgarter Hauptbahnhof. (Entwurf von Breest & Co., Berlin.)

Abb. 12. Längsbahnsteighalle zu Darmstadt. (Ausführung A.-G. für Brückenbau, Neuwied.)

Abb. 10. Bahnsteighallen zu Frankfurt a. O. (Ausführung Beuchelt & Co., Grünberg i. Schl.)

Abb. 13. Bahnhofshalle zu Oldenburg. (Ausführung Breest & Co., Berlin.

Abb. 11. Querbahnsteighallen zu Darmstadt. (Ausführung A.-G. für Brückenbau, Neuwied.)

Abb. 14. Bahnhofshalle Berlin Friedrichstraße. Innenansicht. (Ausführung Beuchelt & Co., Grünberg i. Schl. Teillieferung Gollnow & Sohn, Stettin.)

18000 m², die Spannweite der Mittelhalle beträgt 50 m, das Stahlgewicht 90 kg je m², die Gesamtkosten des 1914 ausgeführten Baues erreichten ohne Dekoration und Inneneinrichtung rund 1 Million Mark.

Im Gegensatz zur Ausstellungshalle I wurde im Jahre 1925 ebenfalls von Breest & Co. die daneben gelegene Ausstellungshalle II[8]) mit vollkommen sichtbarer Stahlkonstruktion ausgeführt, an deren Anordnung die später gebaute Straßenbahnhalle in Britz (Abb. 25) und die Halle der Aboag in der Morsestraße (Abb. 30) erinnern. Ihre Eigenart besteht darin, daß die in 11,6 m Abstand angeordneten Blechbogenbinder (Dreigelenkbogen) durch Blechträgerpfetten in Abständen von etwa $4^1/_2$ m verbunden sind, die ihrerseits eiserne Sparren tragen, welche der Dachform folgen und die mit teerfreier Pappe abgedeckte Hohlsteindachdecke aufnehmen.

Die Innenaufnahme Abb. 8 zeigt die einheitliche ruhige Raumwirkung, die ohne besonderen Kostenaufwand erreicht worden ist. Die Oberlichte sind medaillonartig in die am stärksten geneigten unteren Dachflächen der Mittelhalle eingefügt und geben dem Raum eine vorzügliche Belichtung, obgleich ihre Fläche nur 27% der Mittelhallenfläche und nur 15% der gesamten Hallengrundfläche ausmacht.

[8]) Z. d. V. D. I., Jahrgang 24, Nr. 50. Deutsche Bauzeitung 25, Heft 69.

Abb. 15. Bahnhof Berlin Friedrichstraße. Äußere Seitenansicht. (Architekt Regierungsbaurat Th. Brodführer, Berlin.)

Abb. 18. Bahnhofshallen Cöln-Deutz. Äußere Gesamtansicht.

Abb. 16. Bahnhof Berlin Friedrichstraße. Gesamtansicht.

Abb. 19. Bahnhofshalle Leipzig. Innenansicht. (Ausführung Louis Eilers, Hannover.)

Abb. 17. Bahnhofshalle Cöln-Deutz. Innenansicht. (Ausführung Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf.)

Abb. 20. Postbahnhof Leipzig. Außenansicht. (Ausführung F. Mosenthin, Leipzig.)

Eine in Höhe von 5,4 m ringsum laufende 12 m breite Galerie ist für Ausstellungszwecke und festliche Veranstaltungen vorgesehen.

Als sehr zweckmäßig hat sich das fahrbare Doppelgerüst erwiesen das während der Bauausführung für die Herstellung der Steineisendecke, der Oberlichte und der Malerarbeiten diente, aber dauernd in der Halle verbleibt und für Beleuchtungszwecke, Kinoaufnahmen usw. Verwendung finden soll.

Da die Kosten eines solchen Gerüstes verhältnismäßig gering sind, so würde sich sein Einbau ganz besonders bei Bahnhofshallen empfehlen, um die dem Angriff der Rauchgase stark ausgesetzte Stahlkonstruktion dauernd überwachen und unterhalten zu können. Die Kosten für das elektrisch fahrbare Doppelgerüst betrugen nur etwa 12000 R.-M. = 0,8 % der Bausumme von etwa $1\frac{1}{2}$ Millionen R.-M. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion ist 1200 t, d. i. 116 kg je m² Hallenfläche oder, wenn man die Galerieflächen als Nutzflächen mitrechnet, 85 kg je m² Nutzfläche.

Bahnhofshallen: Abb. 9 zeigt den Wettbewerbs-Entwurf von Breest & Co. für die Bahnsteighalle für den Stuttgarter Hauptbahnhof, die infolge des Krieges in der vorgesehenen Form nicht zur Ausführung gelangen konnte. Die Binder sind durchgehende Dreigelenkbogen und weisen eine der Architektur des Empfangsgebäudes entsprechende straffe Linienführung auf. Die Oberlichte sind, wie bei den beiden vorgenannten Ausführungen, rechteckig in die Dachflächen eingeschnitten.

Eine ähnliche Form haben die von Beuchelt & Co., Grünberg i. Schl., ausgeführten neuen Bahnsteighallen in Frankfurt a. O. (Abb. 10) erhalten, welche jedoch mit Firstoberlichten versehen wurden. Bei diesen Hallen ist auch in mustergültiger Weise die Frage der Rauchableitung durch besondere Rauchschürzen gelöst, die an den Bindern aufgehängt sind. Es ist dies eine Anordnung, wie sie schon vor dem Kriege bei den 1908 durch die A.-G. für Brückenbau in Neuwied ausgeführten Bahnhofshallen in Darmstadt (Abb. 11 u. 12) und in Oldenburg (Abb. 13, Ausführung Breest & Co.) zur Ausführung gelangt ist. Das Stahlgewicht der Konstruktion bei der Frankfurter Bahnhofshalle beträgt 46 kg je m².

Auch die Querschnittgestaltung bei den Bahnsteighallen Berlin Friedrichstraße (Abb. 14 bis 16) ist von großer Sachschönheit. Die Binder stellen zwei hintereinander geschaltete Dreigelenkbogen dar, deren Form sich der Maximal-Momentenfläche gut anpaßt. Die Ausführung erfolgte ebenfalls durch die Firma Beuchelt u. Co. Eine Teillieferung für die kleine Halle war der Firma J. Gollnow, Stettin, übertragen.

Die Belichtung und Lüftung geschieht durch breite First-Oberlichte mit Luftschlitzen. Die Oberlichtsprossen sind gegen Rostangriff nach dem Verfahren Eberspächer, Esslingen, emailliert worden. Das Konstruktionsgewicht der großen Halle beträgt 781 t, das der kleinen 371 t. Ästhetisch hervorzuheben ist die schöne Giebelschürze (Abb. 16) und die Längswand (Abb. 15).

Die von der Firma Hein, Lehmann & Co. in Düsseldorf ausgeführte Bahnsteighalle in Köln-Deutz (Abb. 17 u. 18) stellt gleichfalls eine neuzeitliche Eisenkonstruktion mit gut durchgebildeten Details dar. Abb. 19 zeigt den im Jahre 1913 von der Firma Louis Eilers, Hannover, erbauten Leipziger Bahnhof mit seinen heute etwas unruhig wirkenden Gitterkonstruktionen. Abb. 20 gibt eine Außenansicht der von der Leipziger Firma Franz Mosenthin gebauten Hallen des Postbahnhofs zu Leipzig wieder.

Eine der schönsten, neueren Bahnsteighallen besitzt der von der Firma Steffens & Nölle, Berlin, gebaute Schlesische Bahnhof in Berlin, deren Vollwand-Dreigelenkbogenbinder außerordentlich gute Formen zeigen, und bei der auch die Rauchableitungsfrage in vorzüglicher Weise gelöst wurde. — Da dieses Bauwerk sowohl wie der neue Bahnhof Alexanderplatz (C. H. Jucho, Dortmund) in einer der nächsten Nummern dieser Zeitschrift ausführlicher behandelt wird, so kann von einem weiteren Eingehen an dieser Stelle Abstand genommen werden. (Schluß folgt.)

Erweiterung des Maschinenhauses der Kraftstation Wilmersdorf des Elektrizitätswerkes Südwest A.-G. in Berlin.

Von **G. Mensch**, beratender Ingenieur V. B. I. in Berlin.

Nachdem erst im Jahre 1925 das Maschinenhaus der Kraftstation Wilmersdorf des Elektrizitätswerkes Südwest A.-G. in Berlin zur Aufnahme einer neuen 12 500 kW-Turbine erweitert war, wurde bereits nach zwei Jahren die Aufstellung einer neuen Dampfturbine von doppelter Leistungsfähigkeit erforderlich. Die ursprünglich geplante einfache Verlängerung der vorhandenen Halle erwies sich bei den auf das Vierfache vergrößerten Abmessungen des neuen Turbinenfundamentes als nicht ausreichend. Man entschloß sich daher dazu, die Abmessungen der Erweiterung unabhängig von der bestehenden Anlage zu wählen und die Verschiebung der Längsachse in Kauf zu nehmen, die durch die Lage der Binderfundamente im Zusammenhang mit dem bestehenden Kabelkanal bedingt wurde. Nur in der architektonischen Ausgestaltung der Frontwände mußte die Anpassung an die Gesamtanlage erzielt werden. Bei der zu erwartenden schnellen Steigerung des Strombedarfes wurde von vornherein der Raum für eine zweite gleich große Turbine vorgesehen, so daß sich die Länge des 19 m breiten Erweiterungsbaues zu 72 m ergab.

Abb. 1. Lageplan.

Der in Abb. 1 dargestellte Lageplan gibt eine Übersicht über die bestehende Anlage und die im Bau befindliche Erweiterung des Maschinenhauses sowie die später geplante Erweiterung des Kesselhauses.

Als Baustoff für die Pfetten, Binder und Kranträger konnte unter den vorliegenden Verhältnissen nur Stahl in Frage kommen. Die zulässige Beanspruchung beträgt im allgemeinen 1400 kg/cm² für die Regellasten und 1600 kg/cm² bei Berücksichtigung der Windkräfte und Temperatureinflüsse. Nur für die Zwischendecke in Höhe des Maschinenhausfußbodens wurde mit Rücksicht auf etwaige Erschütterungen durch die Turbine die Trägerbeanspruchung mit 1200 kg/cm² eingesetzt.

Für die Dacheindeckung wurde eine 10 cm starke Hohlsteindecke auf Stahlpfetten gewählt.

Die Kranbahn für den neuen 70 t-Laufkran besteht aus 1 m hohen Blechträgern; diejenige des bestehenden Teiles ist in das weiter unten eingehend behandelte Anschluß-Binderfeld hineingeführt.

Bei der Zwischendecke ist erwähnenswert, daß von der vielfach ausgeführten völligen Trennung der Decke von dem Turbinenfundament durch Anordnung von besonderen Stützen neben diesen Abstand genommen wurde, weil dadurch die für die Rohrleitungen und Kanäle erforderlichen Räume im Turbinenkeller zu stark eingeengt worden wären und weil die Auflagerung der Decke auf ausgekragten Konsolen unter Einschaltung einer isolierenden Zwischenlage sich bei den bisher aufgestellten Aggregaten bewährt hat. Die Decke wird teils mit Rücksicht auf die Aufhängung von großen Rohren, teils um die Möglichkeit zum Absetzen von Maschinenteilen zu schaffen, für eine Nutzlast von 2000 kg/m² berechnet. Für besonders schwere Lasten ist ein Teil des Anschlußfeldes mit einer Nutzlast von 6000 kg/m² ausgebildet. Über den Pumpensätzen wurden große Öffnungen für den Ein- und Ausbau der Pumpen freigelassen, die außerdem während des Betriebes die direkte Verständigung zwischen dem Bedienungspersonal der Pumpen und der Turbine ermöglichen sollen. Im Felde 8—9 (Abb. 3) ist ein Keller zur Aufstellung von Transformatoren angeordnet worden. Auf der Decke liegt das Gleis für einen normalspurigen Schemelwagen von 100 t Tragfähigkeit, der zum Transport der schweren Maschinenteile dient.

Abb. 2. Querschnitt c—d (s. Abb. 3).

Die Längswand auf der Kesselhausseite wurde als eine 25 cm starke Stahlfachwerkwand ausgebildet, während die übrigen Wände in Mauerwerk mit Eisenbetonfensterstielen und -stürzen ausgeführt sind.

Als Binder wurde ein Zweigelenkrahmen nach Abb. 2 gewählt mit einer Stützweite von 18,1 m und einer Systemhöhe von 20,1 m. Der Binderabstand beträgt 8,58 m in den Mittelfeldern und 9,5 m in den Endfeldern. Auf Konsolen liegt in 16,2 m Höhe die Kranbahn für einen Montagekran von 70 t Tragfähigkeit. Ferner nimmt der Binder die in 8 m Höhe liegende Zwischendecke auf. Die Übertragung der Windkräfte quer zur Halle auf die Binder erfolgt durch zwei Längsriegel, von denen der untere in 8 m Höhe vollwandig ausgebildet wurde. Für den oberen, in 16,2 m Höhe liegenden, wurde ein Fachwerkträger ge-

Abb. 3. Längenschnitt.

wählt, der gleichzeitig die Bremskräfte aus der Katze des Kranes aufzunehmen hat.

Der Wind in Gebäudelängsrichtung und die Kranbremskräfte werden durch achtstielige zweistöckige Rahmen aufgenommen, deren in 8 und 16,2 m Höhe liegende Riegel im Zusammenhang mit den oben erwähnten horizontalen Riegeln ausgebildet wurden, während als Stiele die Binderstiele benutzt sind (Abb. 3). Für den unteren Riegel ergab sich somit eine Querschnittsform nach Abb. 4, wobei die lotrechte Wand gleichzeitig Unterzug für die erwähnte Decke des Maschinenhausflurs ist.

Die unsymmetrische Querschnittsausbildung der Binderstiele nach Abb. 5 ergab sich daraus, daß die äußeren Gurtungen gleichzeitig Stiele der Längsportale sind. Die Verbreiterung der außenliegenden Flansche ergab zudem eine gute Schattenwirkung, die das Aussehen des Binders günstig beeinflußte. Die oberen Binderriegel wurden in üblicher Weise symmetrisch ausgebildet.

Abb. 4. Querschnitt des unteren Bindewandriegels.

Abb. 5. Querschnitt der Binderstiele.

Das Gewicht eines Binders beträgt 30 t. Die Aufstellung der Binder, Kranbahn und Dachkonstruktion erfolgte mit Hilfe einer vorhandenen Fahrbahnbrücke von 23,5 m Spannweite und 25 m Höhe. Die Binder wurden in fünf Teilen zur Baustelle geliefert, und zwar der obere Riegel in einem Stück und die Stiele in je zwei Teilen. Die Stiele wurden nach dem Vernieten des Mittelstoßes hochgezogen, an dem Aufstellungsgerüst behelfsmäßig befestigt und dann der Riegel eingehängt. Die Abb. 6 u. 7 lassen den Aufstellungsvorgang erkennen. Für das Verlegen der Deckenkonstruktion leistete der inzwischen vor Einbringung der Dachhaut aufgebrachte Kran gute Dienste.

Große Schwierigkeiten verursachte das Anschlußfeld an das alte Maschinenhaus. Da die vorhandenen Pfeiler zur Aufnahme der erheblichen Lasten aus den neuen Teilen nicht imstande sind und da ferner die Aufrechterhaltung des Betriebes in der vorhandenen Anlage gewährleistet werden mußte, ist unter Beibehaltung des vorhandenen Endbinders ein neuer Fachwerkträger in 50 cm Abstand angeordnet worden, der außer der Dachhaut die Laufbahnträger des 70 t-Kranes aufzunehmen hat. Die Aufnahme der Windkräfte konnte nur auf der freien Längsseite erfolgen, da auf der Kesselhausseite die Anordnung neuer Fundamente nicht möglich war. Die Stützung des Fachwerkbinders an der freien Seite erfolgte daher mittels eines vollwandigen, biegungsfesten Stieles in Höhe des Erdgeschoßfußbodens (Abb. 8). Auf der Kesselhausseite wird der Auflagerdruck durch einen Kastenträger, der zu beiden Seiten des vorhandenen

Abb. 7. Aufstellungsvorgang.

Abb. 6. Haupttragwerk nach der Aufstellung.

Abb. 8. Querschnitt *a—b* (s. Abb. 3) mit Anschlußbinder.

Abb. 9. Gesamtanlage des Maschinen- und Kesselhauses nach der Erweiterung.

Eisenbetongesimses liegt, auf die Feldmitte zwischen den Kesselhauspfeilern übertragen.

Die Anordnung von neuen Stützen in der Trennungswand zwischen Kessel- und Maschinenhaus war nicht ohne weiteres möglich, da die Riegel der vorhandenen Eisenbetonfachwerkwand, die zur Stützung von Ekonomiser- und Deckenlasten dienen, nicht zerstört werden durften. Daher wurden zwischen den Eisenbetonriegeln einzelne übereinanderstehende Stahlstützen eingepaßt. Die Aussteifung der Stützen erfolgt durch eine vor der Wand liegende Gitterstütze im Maschinenhaus (Abb. 3 u. 8). Der neue Fachwerkbinder wurde allseitig mit Rabitzgewebe umkleidet wegen der zahlreichen, sich unregelmäßig überschneidenden Stäbe.

Aus der Forderung, den Kran des alten Bauteiles bis in das Anschlußfeld hineinzuführen, ergab sich die Notwendigkeit, in der Achse 2 eine neue Kranstütze aufzustellen. Der hierbei abgegrenzte Raum im Anschlußfeld dient für den Einbau von Bureauräumen, Meisterzimmern usw. Die dort angeordnete Treppe schafft gleichzeitig einen Zugang zu der Zwischendecke, die in diesem Teil mit Rücksicht auf die Höhenlage des alten Maschinenhausflures 2 m tiefer liegt als in dem neuen Teil.

Die Binderfundamente auf der freien Seite sind unter teilweiser Benutzung des Kabelkanals durchlaufend ausgeführt, während auf der Kesselhausseite mit Rücksicht auf die geplante Kesselhauserweiterung Einzelfundamente angeordnet werden mußten. Besondere Schwierigkeiten bereitete auch hier wieder das Anschlußfeld, da in der Achse *A* die Längswand auf einem 9 m tiefen Rohrschacht steht.

Das Turbinenfundament mit einer Grundplatte von 10×25 m Ausdehnung wurde in Eisenbeton ausgeführt und steht auf einem Pfahlrost aus 182 Preßbetonpfählen.

Die Gesamtwirkung der Anlage nach ihrer Fertigstellung einschließlich der geplanten Kesselhauserweiterung ist aus Abb. 9 zu ersehen.

Der Gesamtentwurf wurde vom Elektrizitätswerk Südwest aufgestellt, unter dessen Leitung auch die Ausführung erfolgte. Die statische und konstruktive Bearbeitung geschah im Bauingenieurbureau des Verfassers, die Stahlkonstruktion ist von der Firma Steffens & Nölle A.-G. in Berlin-Tempelhof geliefert.

Betrachtungen zum Wettbewerb zwischen Stahl und Eisenbeton mit besonderer Berücksichtigung des Brückenbaues.

Unter dieser Überschrift bringt Herr Dr.-Ing. Weiß-München in Heft 2 des „Stahlbau" einen Vergleich zwischen beiden Bauweisen. Dieser Vergleich würdigt aber nicht die Errungenschaften auf beiden Gebieten und darf deshalb nicht unwidersprochen bleiben. Für jeden der beiden Baustoffe gibt es unbestrittene Anwendungsgebiete, und es ist bekannt, daß in bestimmten Fällen allein die Stahlkonstruktion in Betracht kommt. Leider sind sowohl von Ingenieuren als auch Architekten die natürlichen Grenzen der Baustoffe oft überschritten worden. Die Nachbildung einer Hausteinarchitektur in Gußeisen ist beispielsweise keine kleinere Verirrung als die Ausführung einer Hängebrücke in Eisenbeton. Derartige Fehlgriffe sind in beiden Baugebieten vorgekommen. Es ist aber nicht richtig, eine Anzahl von schönheitlich hervorragend durchgebildeten Stahlbrücken ausgerechnet einem Eisenbetonbauwerk gegenüberzustellen, welches als abschreckendes Schulbeispiel einer baulichen Verirrung überhaupt gebracht werden kann. Die in Abb. 3 gezeigte Eisenbetonbrücke in der Schweiz hätte ganz zweifellos aus dem gleichen Baustoff in ganz anderer Weise ausgebildet werden können. Daß es schöne und häßliche Brücken gibt, ist bekannt und es sei beispielsweise auf die Veröffentlichung Schaechterles im „Bauingenieur" hingewiesen[1]).

Dr.-Ing. Weiß beschäftigt sich im weiteren mit der Frage des Eintauchens der Kämpfer und Auflagerteile in das Hochwasserprofil, wobei er dieser Frage anscheinend eine ganz besondere Wichtigkeit beimißt. Er führt sogar den Einsturz mehrerer Brücken durch Unterspülung der Fundierung ausschließlich auf das Eintauchen der Kämpfer zurück. Ganz allgemein spricht er davon, daß die Einengung des Durchflußprofils „erheblichen" Stau verursachen würde, und begeht hier den gleichen Fehler einer Verallgemeinerung, wie im gesamten Artikel. Es dürfte bekannt sein, daß sich der durch das Eintauchen von Brückenteilen verursachte Stau berechnen läßt und daß sich aus dieser Berechnung sowie aus der Berücksichtigung aller übrigen flußbautechnischen Umstände ohne weiteres ein Bild gewinnen läßt, ob und inwieweit eine Verengung des Flußprofils zulässig ist. Auf Grund einer derartigen Überlegung ergibt sich in den meisten Fällen, daß ein nicht übermäßiges Eintauchen der Kämpferlinie absolut bedeutungslos ist. Die maßgebenden Ingenieure bei der letzten großen Brückenbauentscheidung haben daher mit Recht auf die Forderung einer absoluten Hochwasserfreiheit an den Profilrändern verzichtet und die in manchen früheren Fällen überspannten Forderungen in bezug auf die Hochwasserfreiheit reduziert. Aber auch vom Standpunkt der Materialbeschaffenheit aus ist es ein großer Unterschied, ob Stahlkonstruktionsteile oder Betonteile in das Hochwasser eintauchen. Im übrigen lassen sich auch bei Massivgewölben in den meisten Fällen Lösungen finden, bei welchen die eigentlichen Auflagerpunkte (die Gelenke) hochwasserfrei bleiben, oder zum mindesten vom normalen Hochwasser nicht erreicht werden. Im Falle des von Dr. Weiß angeführten Wettbewerbs Hochzoll ist hierdurch bezüglich der Auflagerpunkte schon die gleiche Basis gegeben. Was das Eintauchen der Kämpfer betrifft, so ergibt sich beispielsweise, daß bei dem angekauften Entwurf „Lechbogen" (Ingenieurentwurf Dr.-Ing. Pistor) das Eintauchen der Kämpferlinie lediglich eine Querschnittsverengung bei Katastrophenhochwasser von 4% bewirkt. Dieser Wert ist um so bedeutungsloser, als die Querschnittsverengung bei normalem Hochwasser fast Null ist und das Katastrophenhochwasser nur selten auftritt. Abgesehen davon ist bei jedem Brückenprofil eine Verengung von 5% ohne weiteres möglich, da vielfach schon durch die Widerlager, gleichgültig ob sie eine Stahl- oder Eisenbetonbrücke tragen, eine Strömungsstörung hervorgerufen wird, welche einer derartigen Querschnittsveränderung entspricht. Bezüglich der beim Hochzoller Wettbewerb für Massivbrücken zugestandenen Höherlegung des Scheitels sei festgestellt, daß dies lediglich deshalb geschehen ist, um allzu kühne und flache Bogenkonstruktionen, welche sowohl bei Eisenbeton als auch bei

[1]) Dr.-Ing. K. Schaechterle: „Die Gestaltung der eisernen Brücken". „Bauingenieur" 1928, Heft 14/15.

Stahlbogen unerwünscht waren, zu vermeiden. Die Zulassungsmöglichkeit sehr flacher Bogenkonstruktionen innerhalb dieses Spannweitenbereiches ist weniger eine Frage des Baustoffes des Bogens als vielmehr der Gründungsmöglichkeit. Für den Fall, daß der Stahlbauer hier vor die Aufgabe gestellt gewesen wäre, eine Bogenkonstruktion herauszubilden, wäre auch für ihn aus den obengenannten Gründen eine Hebung des Fahrbahnscheitels zweckmäßig gewesen. Tatsächlich ist bei dem mit dem einzigen 2. Preis ausgezeichneten Entwurf „Freie Sicht 3“ Vorschlag 1, welcher mit einem Blechbogen arbeitet, der Bogenscheitel um 2,65 m gegenüber der alten Planie gehoben[2]), wobei sich immer noch ein Pfeilverhältnis von 1/13 ergibt, während bei dem vorerwähnten Massiventwurf „Lechbogen“ die Hebung nur 2 m beträgt, bei einem Pfeilverhältnis von 1:11,9. Bei Berücksichtigung dieser Gesichtspunkte ergibt sich ohne weiteres, daß die Stahlkonstruktion sich weder besonders günstig repräsentiert als auch, daß von einer Benachteiligung derselben durch die Wettbewerbsbedingungen keine Rede sein kann.

Im übrigen hat ja, was dem Verfasser anscheinend nicht bekannt ist, ein zweiter engerer Wettbewerb stattgefunden, wobei die Massivbrücke ihre Stellung gegenüber den Stahlkonstruktionen auch hinsichtlich des Preises noch weit verbessern konnte. Die von Weiß genannten Zahlen geben also nicht das endgültige Bild; bei den endgültigen Angeboten waren die Verhältnisse wesentlich anders, und es ist durchaus nicht verwunderlich, daß dadurch die Entscheidung schließlich zugunsten einer Massivbrücke fiel. Es sei im Zusammenhang damit nur auf einen Punkt hingewiesen, den Herr Dr. Weiß in seiner ganzen Zusammenstellung geflissentlich verschweigt, nämlich auf die Unterhaltungskosten des Stahlbauwerkes.

Was im übrigen die mehrfach angezogene und als besonderen Vorteil geschilderte Durchschneidung der Fahrbahn durch die Hauptträger einer Stahlbalkenbrücke betrifft, so gehen die Ansichten über die Zweckmäßigkeit einer derartigen Konstruktion doch noch ziemlich weit auseinander. Man kann sich doch nicht ganz des Eindruckes erwehren, als wenn hier aus der Not eine Tugend gemacht würde. Was die von Herrn Dr. Weiß außerdem gerügte Möglichkeit der Hebung des Fahrbahnscheitels betrifft, so muß man sich auch darüber klar sein, daß gerade im heutigen Zeichen des Schnellverkehrs, vor allem des automobilen Verkehrs, eine gewisse Rampenneigung vollkommen unbedeutend ist, solange sie nicht zu einer Unübersichtlichkeit führt. Das moderne Fahrzeug ist gegenüber mäßigen Rampensteigungen unempfindlich. Im Falle Mannheim ist der Spruch zugunsten der Stahlbrücke gefällt worden, ohne daß von seiten des Betonbaues nach Entscheidung des Preisgerichtes irgendwie eine abfällige Kritik laut geworden ist (obgleich diese in manchen Punkten am Platze gewesen wäre). Der Hochzoller Wettbewerb hat sich in bezug auf die Eindeutigkeit der Unterlagen und Ausschreibungsbedingungen, in mancher Beziehung auch bei der Durchführung, vorteilhaft von dem Mannheimer Wettbewerb unterschieden.

Dr.-Ing. Pistor, München.

Der tiefere Sinn des Schlußteiles meines Aufsatzes war, darzulegen, daß bei Vergebung von Brückenneubauten vielfach das Bestreben besteht, eine Massivkonstruktion unter allen Umständen zur Ausführung zu bringen, selbst da, wo sie gar nicht am Platz ist, und daß in den Ausschreibungen schon vielfach Bedingungen aufgenommen sind, die der Massivbrücke gegenüber der Stahlbrücke Begünstigungen einräumen. Als eine solche Begünstigung ist unzweifelhaft die in dem Wettbewerb für die Hochzoller Straßenbrücke aufgenommene Bedingung zu betrachten, daß bei Ausführung einer Massivkonstruktion die Kämpfer bis zu 2 m in den Hochwasserquerschnitt eintauchen können, während bei Ausführung einer Stahlbrücke eine freie Schwimmhöhe von mindestens 1 m verbleiben mußte und die Auflager um mindestens 0,2 m über dem Hochwasser liegen sollten. Auf diese verschiedenartige Behandlung der beiden Bauweisen geht Herr Dr.-Ing. Pistor in seinen weitläufigen Ausführungen bemerkenswerterweise nicht ein. Ich war mir wohl bewußt, daß meine Ausführungen von der Eisenbetonindustrie und ihren Vorkämpfern nicht beifällig aufgenommen werden würden, und ich finde es auch durchaus verständlich, daß Herr Dr.-Ing Pistor als Angestellter einer Eisenbetonfirma und als Mitverfasser des Entwurfes „Lechbogen“ diese Ausführungen zu entkräften versucht. Darüber, daß man den durch das Eintauchen von festen Bauwerksteilen verursachten Stau berechnen kann, brauchte mich Herr Dr.-Ing. Pistor nicht aufzuklären. Wenn, wie er behauptet, maßgebende Ingenieure bei den letzten großen Brückenbauentscheidungen auf die Forderung einer absoluten Hochwasserfreiheit an den Profilrändern verzichteten und die in manchen früheren Fäl en überspannten Forderungen in bezug auf Hochwasserfreiheit reduziert haben, so dürfte der Öffentlichkeit aber die bei Stahlbrücken immer noch aufgestellte Forderung der absoluten Hochwasserfreiheit doch zu denken geben. Hier zeigt sich mit aller Deutlichkeit, daß man gerade bei Betonbrücken, um die Wettbewerbsfähigkeit zu erleichtern, Zugeständnisse macht, die mit bisher üblichen und auch heute noch bestehenden Auffassungen nicht in Einklang zu bringen sind. Herr Dr.-Ing. Pistor kann auch nicht an der Tatsache vorbeigehen, daß die meisten Brückeneinstürze durch Hochwasser verursacht werden, und wo das Hochwasser seine Angriffe bei einem Brückenbauwerk ansetzt, wird ihm ebenso bekannt sein. Die von mir angeführten Beispiele beziehen sich nur auf die allerneueste Zeit, sie können auf eine große Zahl anderer Einstürze ausgedehnt werden. Jedenfalls ist mit dem gegebenen Hochwasser und der damit verbundenen Gefahr unter allen Umständen zu rechnen, obwohl bekannt ist, daß das höchste Hochwasser nur selten eintritt. Gerade diesen Tatsachen schenkt Herr Dr.-Ing. Pistor nur wenig Aufmerksamkeit. Der beste Beweis für meine Ausführungen dürfte doch die Tatsache sein, daß an Stelle der infolge Hochwasser eingestürzten Massivbrücke über die Mosel bei Wehlen nun neuerdings eine Stahlbrücke erbaut worden ist. Wenn es Dr.-Ing. Pistor auch mit seinem Entwurf „Lechbogen“, der übrigens ein recht kräftiges Stahlgerüst zu Hilfe nimmt, gelungen ist, mit einem Pfeilverhältnis von 1 : 11,9 auszukommen und dabei den Scheitel nur um 2 m zu erhöhen, so mußte er anderseits doch noch mit den Kämpfergelenken in das Hochwasserprofil eintauchen. Er konnte also auch hierbei der an Stahlbrücken gestellten Forderung nicht genügen. Als Gegensatz zu seinem Entwurf führt er eine Stahlbogenbrücke an, bei welcher der Scheitel mehr gehoben ist. Der Vollständigkeit halber wäre hier aber anzuführen, daß eine ganze Reihe von Stahlbrückenentwürfen und nur Stahlkonstruktionen auf die Hebung des Scheitels verzichten konnten. Hierbei kommt es viel weniger auf die Neigung der Rampen an, als auf die durch die Hebung der Straße bedingte Unübersichtlichkeit. Die damit verbundenen Nachteile liegen auf der Hand. Abgesehen von den für den Verkehr entstehenden Gefahren wird auch der freie Durchblick gestört; u. a. ist durch die dicht bei der Technischen Hochschule im Zuge der Charlottenburger Chaussee gelegene Brücke über den Landwehrkanal der Blick durch diese größte und schönste Allee Berlins außerordentlich stark beeinträchtigt.

Mein Aufsatz bezweckte aber auch, darauf hinzuweisen, daß dem Stahlbrückenbau heute mit den hochwertigen Baustählen die Möglichkeit gegeben ist, auch bei größeren Weiten Balkenbrücken auszuführen. Über diese Möglichkeit verfügt der Eisenbetonbau nicht und die merkwürdige Kritik des Herrn Dr. Pistor an der schönen Friedrich-Ebert-Brücke über den Neckar bei Mannheim dürfte an dieser Tatsache nicht das geringste ändern. Selbst wenn man den Ansichten, die in dem Durchschneiden der Brückentafeln durch die Hauptträger einen Nachteil erblicken wollten, Recht gäbe, so besteht aber im Stahlbau immer noch die Möglichkeit der Anordnung von mehreren Balkenträgern, welche unter der Fahrbahn verschwinden, wie die letzten Wettbewerbe fast ausnahmslos gezeigt haben. Gerade bei Flußläufen sind die Vorzüge der Balkenbrücken unverkennbar; denn wie oft entstehen bei der Aufnahme von Horizontalschüben bei Bogenbrücken Schwierigkeiten und selbst bei der Ausführung von Stahlbogenbrücken sind auch diese Schwierigkeiten infolge der geringeren Schübe der Eigengewichtlasten nie so groß wie bei Eisenbetonbrücken. Wenn ich nun meinem Aufsatz das Bild einer abschreckend häßlichen Eisenbetonbrücke mit dem Tragwerk über der Fahrbahn beigegeben habe, so geschah dies nicht etwa, um des Aussehens willen den Widerspruch anderer Kreise herauszufordern. Derartige Lösungen in Eisenbeton entspringen immer einer gewissen Verlegenheit. Sie widersprechen der Natur des Baustoffes und verkörpern in wichtigen Baugliedern weiter nichts als von Beton umhüllte Stahlkonstruktionen. Über Schönheitsfragen möchte ich im übrigen mit Herrn Dr. Pistor nicht streiten. Auch sein Hinweis auf den wertvollen Vortrag des Herrn Dr. Schaechterle kann mich hierzu nicht verleiten. Dieser Vortrag gibt einen Überblick über die Entwicklung der Formgebung des Stahlbrückenbaues im Wandel der Jahrzehnte, und die Erzeugnisse früherer Geschmacksrichtungen kann man nicht gut mit den Leistungen des heutigen Brückenbaues vergleichen. Im übrigen würde man bei der Ausdehnung einer solchen Betrachtung auf den Eisenbetonbrückenbau doch auch manches schlechte Beispiel zeigen können.

Vermutlich, um von dem Kern meiner Betrachtungen abzulenken, kann es sich Herr Dr. Pistor nicht versagen, mir den Vorwurf zu machen, daß ich auf die Unterhaltungskosten nicht eingegangen sei. Ich möchte auch hier, trotz dieser Aufforderung, darauf verzichten. Es ist ja eine alte Gepflogenheit der Betonfachleute, die Unterhaltungskosten bei Stahlkonstruktionen in den Vordergrund zu stellen und ihnen eine Bedeutung beizumessen, die in Wirklichkeit nicht besteht. Ich könnte Herrn Dr. Pistor entgegenhalten, daß ich ja auch von der unvermeidlichen Rissegefahr des Eisenbetons, von seiner mangelnden Anpassungsfähigkeit an wechselnde Verhältnisse und ähnlichem mehr nicht gesprochen habe. Bezüglich der Unterhaltungskosten sei ihm aber empfohlen, sich eingehend mit den Veröffentlichungen der Herren Reichsbahndirektor Geh. Baurat Dr.-Ing. Schaper im „Eisenbau“ 1919 und Dr. Schaechterle in der „Schweizerischen Bauzeitung“ 1926 zu befassen. Auch die Veröffentlichung von Herrn Dr. Grün in Heft 18 und 19 des „Bauingenieur“ 1928 spricht

[2]) Knab, „Wettbewerb zum Neubau der Hochzoller Straßenbrücke“. „Bautechnik“ 1928, Heft 36/38.

dazu eine beredte Sprache. Vielleicht widmet er auch dem sonstigen Schrifttum, welches so oft die Ausbesserungen und Einstürze von Eisenbetonbauwerken behandelt, besondere Aufmerksamkeit. Ich bezweifle nicht, daß er dann über Unterhaltungskosten und die damit zusammenhängenden Fragen ein umfassendes Bild bekommt.

Wie dringend notwendig es ist, daß über die heute befolgten Grundsätze bei der Beurteilung von Brücken-Wettbewerbsentwürfen einmal ein offenes Wort gesprochen wird, beweist schlagend auch der Aufsatz: „Nachdenkliches über Brückenwettbewerbe" von Prof. Gaber, Karlsruhe, in Heft 23 des „Bauingenieur". Treffend wird hier dargelegt, daß ausschlaggebend für die Bewertung in erster Linie Zuverlässigkeit und Wirtschaftlichkeit und erst in zweiter Linie die Schönheit sein müsse. Ergänzend zu den Ausführungen von Prof. Gaber dürfte weitergehend noch zu betonen sein, daß auch die Frage der Zweckmäßigkeit jeweils von solcher Bedeutung ist, daß sie der Frage der schönheitlichen Wirkung noch voranzugehen hat. Bei Entwürfen, welche in gleicher Weise den drei Hauptforderungen in bezug auf Zuverlässigkeit, Wirtschaftlichkeit und Zweckmäßigkeit gerecht werden, könnte ohne weiteres die günstigere schönheitliche Wirkung den Ausschlag geben, aber nicht umgekehrt. Unser ganzes heutiges Wirtschaftsleben ist unter dem schweren Druck der Verhältnisse des verlorenen Krieges auf größte Wirtschaftlichkeit und Sparsamkeit, besonders in den öffentlichen Ausgaben, eingestellt: So zwar, daß der Wirtschaftskampf infolge des allgemeinen Bestrebens, das letzte an Einsparungen herauszuholen, schärfste Formen angenommen hat. Bei dieser Lage der Dinge können einem Teilgebiet des Bauwesens, dem Brückenbau, keine besonderen Zugeständnisse gemacht werden. Die technischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkte bilden heute mehr als jemals die durch die Verhältnisse gezogene, selbstverständliche Richtschnur; von ihr darf auch bei der Beurteilung von Wettbewerbsentwürfen des Brückenbaues nicht abgewichen werden.

Im übrigen konnte ich mich beim Lesen der Zuschrift von Dr. Pistor des Gefühls nicht erwehren, daß ihm mein Aufsatz nicht gerade unerwünscht gekommen ist. Gab er ihm doch eine günstige Gelegenheit, an seine eigene Entwurfsarbeit bei dem Wettbewerb zur Hochzoller Brücke zu erinnern und manches entsprechend hervorzuheben.

Dr.-Ing. Weiß.

Verschiedenes.

Ein neues Stahlhochhaus in Prag. Das in Heft 3 des „Stahlbau" erwähnte Stahlhochhaus in Prag wird nicht das erste und einzige sein, das in dieser Bauperiode in Prag ersteht, da zur selben Zeit ein Bureauhaus in Stahlgerippkonstruktion für den Verband čechoslov. Baumwollspinnereien in unmittelbarer Nähe des Geschäftshauses Sušicky errichtet wird. Das Gebäude, das sich auf einer Grundfläche von 33,8 m auf 36,6 m erhebt, umfaßt acht Geschosse über der Erde und drei Kellergeschosse, insgesamt also elf Geschosse, wobei allerdings die Ausführung des 8. Obergeschosses von der Baubehörde noch nicht bewilligt ist, jedoch bei der gesamten Planung bereits berücksichtigt wurde.

Entwurf und Bauleitung liegen in den Händen des bekannten Prager Architekten und Zivilingenieurs Max Spielmann. Bei der Bauausschreibung war die Wahl zwischen der Ausführung in Stahl oder Eisenbeton offengelassen. Der Bauherr entschied sich nach einem Gutachten des auf diesem Gebiete führenden Fachmannes Herrn Geheimrat Prof. Dr.-Ing. S. Müller Berlin-Charlottenburg für die Ausführung in Stahl, bei welchem Entschluß sowohl die geringeren Baukosten als vor allem die kürzere Bauzeit maßgebend waren. Die Gesamtausführung ist der Bauunternehmung Rella & Neffe in Prag übertragen, während Entwurf, Berechnung und Ausführung des Stahlgerippes von der A.-G. vorm. Škodawerke in Pilsen besorgt werden.

Als Baustoff wurde wegen der bedeutenden Gewichtsersparnis Siliziumstahl gewählt. Über Entwurf und Bau des nach neuzeitlichen Gesichtspunkten entworfenen Gebäudes soll noch berichtet werden. Faltus.

Gewichtsersparnis durch Schweißung bei Stahlbauten. Nach einer Meldung in Electrical World vom 7. April 1928 hat man durch die Anwendung des elektrischen Schweißverfahrens an einer neulich bei Chicopee Falls in Massachusetts gebauten 53,34 m langen Brücke mindestens $^1/_3$ am Gewicht der sonst erforderlichen Stahlkonstruktion erspart. Mehr als die Hälfte dieser Ersparnis ist durch den Fortfall der Anschlüsse entstanden: Nur etwa 25% aller Verbindungs- und Stoßstellen haben Stoßbleche und diese nur etwa $^1/_5$ der bei genieteten Anschlüssen erforderlichen Abmessungen. Der Rest der Ersparnis verteilt sich zu ungefähr gleichen Teilen auf die infolge des Fortfalls aller Niet- und Bolzenlöcher möglich gewordene Querschnittsbeschränkung der Zugstäbe und die Verminderung der Anschlußwinkel und Laschen bei der völlig kontinuierlichen Konstruktion.

U-Profile sind nicht verwendet. Kerbschweißungen (Slot Welds) von 12,7 × 12,7 mm Querschnitt verbinden Träger und Stoßbleche, wobei eine Schweißlänge von 4 cm in der Wirkung etwa einem einschnittigen Niet von 22,2 mm ($^7/_8$") Stärke entspricht. Dreiecks-Kehlnahtschweißung (triangular fillet weld) verstärkt die Wirkung der vorigen Schweißart, wobei eine Kehlnaht von 9,5 mm etwa den halben Effekt einer 12.7 × 12,7 mm Kerbschweißung hat.

Die Scherverbindung der Träger erfolgt durch V- oder Dreikantstumpfschweißung (butt weld) von mindestens 15,9 × 457 mm Querschnitt. An den Endstößen werden die Gurtspannungen nur durch Stumpfschweißung der Flansche und durch Kerb- und Kehlnahtschweißung der Stoßbleche übertragen.

Die vorstehende Abbildung stellt die Schweißverbindung eines Anschlusses dar. Folgende Zahlen mögen zur Ergänzung dienen:

Ersparnis an Konstruktionsgewicht infolge Schweißung (bei Lastenzug E 50)	40 t
Geleistet an Schweißarbeit:	
38 " Kehlnahtschweißung	265 180 mm
Stumpf- und Kerbschweißung	8 816 cm³
Schweißarbeit insgesamt	20 795 „

Für die gesamten Schweißarbeiten waren im Werk und auf der Baustelle zwei Mann mit einem fahrbaren 200 Amp. Westinghouse Motor-Generator tätig, die Gesamtzahl der geleisteten Arbeitstage betrug 50. Man rechnet für geschweißte Stahlbauwerke dieser Art mit einer größeren Lebensdauer als für genietete wegen der größeren Starrheit der Verbindung, die keine Möglichkeit einer Lockerung der Anschlüsse bietet. Obschon Schweißmetall weniger übertragungsfähig ist als ein Stahlniet, fallen bei einer gut entworfenen und ausgeführten Schweißverbindung die fortwährenden kleinen Vor- und Rückwärtsbewegungen der Verbindungsstücke und Niete bei wechselnder Belastung fort, die gelegentlich über die Elastizitätsgrenze hinausgehen können.

Ein weiterer Grund längerer Lebensdauer ist — nach der Auffassung des amerikanischen Berichterstatters — in der glatten Außenfläche einer einwandfrei geschweißten Verbindung zu erblicken, an denen keine Nietköpfe und Winkelkanten den Anstrich erschweren und den Rostansatz erleichtern.

Stählerne Funkturmbauten der Firma J. Gollnow & Sohn zu Stettin.[1]) In dem Zeitraum von etwa einem Jahr wurden in Stettin zwei Funkanlagen geschaffen, und zwar die eine für den Rundfunk-Zwischensender Stettin, die andere für den Sender der Flughafen Stettin G. m. b. H.

Abb. 2.
Türme der Flughafen-Sendestation Stettin.

[1]) Durch ein bedauerliches Versehen ist der Text der unter gleicher Überschrift bereits in Heft 5 veröffentlichten Abhandlung beim Umbrechen in sinnentstellender Weise durcheinandergeraten. Wir sehen uns daher zu der nochmaligen berichtigten Wiedergabe veranlaßt.

Die Schriftleitung.

Abb. 1. Turmpaar der Rundfunk-Sendeanlage Stettin.

Beide Stationen sind mit je zwei stählernen Sendetürmen ausgerüstet. Auf Abb. 1 ist die Rundfunk-Sendeanlage dargestellt, deren beide Türme je 75 m Höhe haben. Da sie im bebauten Gelände stehen, hat man sich bemüht, eine ansprechende Form zu finden und die Gurte in Anlehnung an eine Parabel geformt, während die Ausfachung auf der Spitze stehende Quadrate als Grundfigur zeigt, wodurch für den Beschauer, besonders bei mittlerer Entfernung vom Turm ein ruhiger Eindruck erzielt wird.

Auf Abb. 2 sind die Türme der Flughafen-Sendestation dargestellt, ihre Höhe beträgt je 45 m.

Das Stabnetz ist nach ähnlichen Grundsätzen wie bei den Rundfunksendetürmen ausgeführt. Im Gegensatz zu diesen tragen sie an der Spitze je eine Plattform, um die Aufstellung eines Scheinwerfers für Fliegersignale zu ermöglichen. Beide Türme sind durch Leitern zugänglich gemacht die durch entsprechende Ausruhpodeste unterbrochen werden.

Die Montage erfolgte in der Weise, daß der untere Turmschuß, der aus vier räumlichen Beinen besteht, mittels Schwenkmast aufgestellt wurde. Die Montage der weiteren Schüsse wurde von innen heraus mit einem im Turm schußweise hochgeführten Baum vorgenommen, der durch Seile allseitig gehalten war und nach Bedarf über die vier Turmseiten geneigt werden konnte. Es wurde je eine Vorder- und Rückwand unten fertig verschraubt, im ganzen hochgezogen und alsdann die Stäbe der rechten und linken Seitenwand einzeln eingebaut. Auf diese Weise wurde die Montage beider Türme in der kurzen Zeit von 20 Tagen durchgeführt.

Abb. 3 zeigt die bei beiden Türmen grundsätzlich gleiche Anordnung der Auflagerung und Isolierung. Der größte lotrechte Druck beträgt bei den 75 m hohen Türmen 35 t, bei den 45 m hohen 20 t. Zur Aufnahme dieser Kräfte sind braun glasierte Porzellan-Isolatoren von 126 cm² Querschnittsfläche eingebaut, auf welche der Druck durch kugelige Stahlgußstücke zentrisch übertragen wird. Die aufwärts gerichteten Zugkräfte werden durch senkrecht über den erstgenannten Porzellankörpern angeordnete Porzellankörper gleicher Art aufgenommen und mittels U-Profil-Traversen und Rundstahl-Anker in die Fundamente geleitet.

In wagerechtem Sinne sind die Füße durch drei wagerecht gestellte Porzellan-Isolatoren festgelegt, die ebenfalls durch kugelige Lagerstücke zentrisch belastet werden und in einer Ebene liegen, die fast genau durch den kugeligen Auflagerpunkt für die lotrechten Druckkräfte geht. Um den Einbau der horizontalen Porzellankörper leicht zu ermöglichen, sind nachstellbare Anlageflächen vorgesehen, wie auf der Zeichnung Abb. 3 dargestellt ist.

Die Berechnung der Türme des Rundfunk-Senders erfolgte für einen Antennenzug an der Turmspitze von 1000 kg und eine Windbelastung von 225 kg/cm² auf die vordere Turmwand, von 112,5 kg/cm² auf die hintere; im übrigen wie üblich für das Eigengewicht. Nach den hier zur Anwendung gebrachten „Bestimmungen über die bruchsichere Führung von Hochspannungsfreileitungen“ waren für die Beanspruchung 1500 kg/cm² zugelassen und in den Knickstäben eine dreifache Sicherheit nach Euler und eine zweifache nach Tetmajer verlangt.

Die Berechnung der Türme des Flughafens erfolgte für einen Antennenzug von 500 kg an der Turmspitze, für eine Windbelastung der vorderen Turmseite von 200 kg/m² und der Rückseite von 100 kg/m²,

Abb. 3. Anordnung der Turmauflagerung und Isolierung.

im übrigen wie üblich für das Eigengewicht. Die zulässigen Spannungen und geforderten Knicksicherheiten richteten sich hier nach den „Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe". Diese Türme wurden daher etwas schwerer als die erstgenannten ausgebildet.

Die Ausführung beider Turmpaare erfolgte durch die Eisenbauanstalt J. Gollnow & Sohn in Stettin Ende 1925 bezw. Anfang 1927.

Dipl.-Ing. Erwin Rohnstadt.

Die Windversteifung vielgeschossiger Fachwerkbauten nach den Lehren amerikanischer Wirbelstürme. Engineering News Record vom 1. März 1928 bringt eine kurze Zusammenfassung des endgültigen Berichts einer besonderen, zur Untersuchung einiger besonders schwerer Gebäudeschäden eingesetzten Kommission der Hochbauabteilung der Gesellschaft amerikanischer Zivilingenieure. Sie sei angesichts der Bedeutung, welche die bei den letzten großen Wirbelstürmen gemachten Erfahrungen für den Ingenieur im allgemeinen und den Stahlbau im besonderen haben, im nachstehenden wiedergegeben:

Vorweggenommen sei, daß die Beobachtungen im Grunde nichts für oder wider einzelne Bauarten, auch nichts gegen den Bau hoher Geschoßbauten erwiesen haben, daß aus ihnen jedoch mit jeder wünschenswerten Schärfe hervorgeht, daß sich die Vernachlässigung anerkannter statischer und bautechnischer Regeln in einigen vereinzelten Fällen gerächt hat und rächen mußte.

Leider konnten Beobachtungen und Messungen in einem 5,49 × 6,40 m großen Observatorium auf dem Dach des Meyer-Kiser-Hauses nicht abgeschlossen und ausgewertet werden, da die Wandfüllungen des nur aus vier schwachen Eckpfosten bestehenden Tragwerkes unter der Gewalt des Sturmes heraus- und fortgerissen, die Pfosten selbst verbogen wurden und der ganze kleine Aufbau völlig zerstört war. Man hat die dabei aufgetretene Windwirkung zwar auf annähernd 320 kg/m² geschätzt, genaueres ist aber infolge des Fehlens jeder Gewißheit über die Größe der getroffenen Fläche und die Dauer der Windwirkung keineswegs festzustellen.

Professor Morris, Mitglied der oben genannten Kommission, ist der Ansicht, daß zur Deformierung der erwähnten Eckpfosten etwa 290 kg/m² erforderlich waren unter der Annahme, daß der Druck auf die Frontwand ausgeübt wurde. Es ist auch möglich, daß das Nachgeben dieser letzteren den ganzen Aufbau stark nach Lee absacken ließ und dadurch auf die Pfosten ungewöhnlich große, zerstörende Kräfte ausübte, obschon der das Gebäude im spitzen Winkel treffende Wind gar keine übernormalen Beanspruchungen ausgeübt haben mag. Die Erfahrung lehrt freilich, daß auf beschränkte Flächen gelegentlich Winddrücke von mehr als 244 kg/m² wirken können, damit ist jedoch keineswegs gesagt, daß das auch für ausgedehnte ganze Häuserfronten der Fall ist.

Die vom Sturm am meisten in Mitleidenschaft gezogenen Häuser Miamis waren das schon erwähnte Meyer-Kiser- und das Realty-Board-Gebäude. Eine Betrachtung beider Bauwerke dürfte daher allerlei lehrreiches bringen.

Bei dem 17 Stock hohen Meyer-Kiser-Gebäude hätte zufolge von Nietzahl und Querschnitt des Windverbandes und unter Zugrundelegung einer Elastizitätsgrenze für Stahl von 2530 kg/cm² das stählerne Tragwerk allein und ohne die Unterstützung von Mauern und Wänden einen in Höhe des fünften Stockwerkes wirkenden Winddruck von etwa 75 kg/m² auszuhalten vermocht. Die Anschlüsse waren jedoch so schwach ausgebildet, daß sie an Biegungsspannungen höchstens 25 % der Nietkräfte aufzunehmen vermochten. Sie verbogen, brachen oder wurden doch so locker, daß die Steifigkeit des Tragwerkes äußerst gering blieb.

Die Säulen waren ebenfalls nicht so ausgebildet, um die von den Anschlüssen übertragenen Kräfte aufnehmen zu können. Sie hatten genieteten Querschnitt, die Zahl der Kopfplatten an den in Mitleidenschaft gezogenen Teilen war jedoch nicht ausreichend. Die Stärke der Winkelflanschen war im Verhältnis zu dem rechnungsmäßigen Querschnitt der eisernen Niete an den Säulenanschlüssen zu schwach und verursachte Verbiegungen der ersteren. Außerdem war das Tragwerk im südlichen Teil des Gebäudes durch Aufzugschächte unterbrochen, insbesondere dasjenige der Decken viel zu schwach versteift und an der betreffenden Außenseite nur aus 61 cm (24") hohen Trägern bestehend. Das Ergebnis war, daß hier an der Südfront das Tragwerk des Gebäudes unter der Windbeanspruchung nachgab, während der Grund für die geringe Beschädigung der Nordfront offenbar in der besseren Querversteifung der Decken des im übrigen ähnlich ausgeführten Tragwerkes war.

Zusammenfassend ist zu sagen, daß die Windverband-Anordnung im Meyer-Kiser-Gebäude an sich nicht genügte und die vorhandenen Verstrebungen außerdem infolge mangelhafter Ausführung, namentlich der Anschlüsse, völlig wertlos wurden, so daß es eigentlich nicht zu verstehen ist, wie auf den Bau Hypotheken und Sturmschadenversicherungen gegeben werden konnten.

Auch das Realty-Board-Gebäude hat unter dem Wirbelsturm auf das schwerste gelitten. Außen- und Zwischenwände zeigten schwere Rißschäden; das Stahltragwerk war jedoch nicht besonders beschädigt.

Der mit den Wiederherstellungsarbeiten betraute Ingenieur E. A. Stuhrmann hat nach sorgfältiger Untersuchung festgestellt, daß der Bau nur etwa 9,8 cm aus dem Lot war, was möglicherweise schon durch Ungenauigkeiten bei der Ausführung verursacht ist. Offenbar handelt es sich bei diesem Bau mehr um ungenügende Versteifung als um zu geringe Standsicherheit, da er wohl stark genug schwankte, um die erwähnten Rißschäden entstehen zu lassen, die Elastizitätsgrenze des Stahls jedoch nirgends überschritten wurde. Das Bauwerk zählte 15 Stockwerke und hatte eine Höhe von 50,60 m über der Gründungssohle. Die Hauptversteifungen bestanden aus 38 und 45,7 cm hohen, der übrige Querverband der Zwischendecken aus 12,7 und 25,4 cm hohen Trägern. Letztere zeigten z. T. sehr wenig steife Anschlüsse, so daß erstere wahrscheinlich die gesamten Windkräfte aufzunehmen hatten. Bei den für die Steifigkeit eines jeden Bauwerkes so wichtigen Anschlüssen des Windverbandes an die Säulen waren im vorliegenden Fall die äußeren Nietreihen praktisch nutzlos, da die Anschlußwinkel des verwendeten schwachen Querschnitts bei Eintreten der vollen Nietbeanspruchungen notwendig vollkommen verbogen worden waren.

Eine genaue Betrachtung des Entwurfs zeigt, daß ehrliche Anstrengungen zu einer ordnungsmäßigen Versteifung des gesamten Tragwerkes für das Gebäude wohl gemacht sind und die Schuld an den Zerstörungen nicht in falscher Sparsamkeit zu suchen ist. Die folgenden Punkte hat man jedoch nicht genügend beachtet:

1. Zwei völlig strebenlose Tragwerk-Gefache an der Rückwand bildeten eine Gefahrenquelle.
2. Das Fachwerk der Vorder- und Rückwände hätte einer festeren Verstrebung bedurft, die zur Verhütung von Rissen und Zerstörungen der Wände Bedingung ist.
3. Im Treppenhaus, welches eine Unterbrechung des Gesamttragwerkes bildete, hätten Maßnahmen zur Verhütung von Biegungsbeanspruchungen getroffen werden müssen.

Außerdem hätte man in beiden hier besprochenen Gebäuden Bedacht auf eine Versteifung in der Längsrichtung nehmen und damit eine besondere Sicherheit gegen Verdrehungen erreichen sollen. Beweis dafür ist der nur 12,20 × 12,20 m Grundfläche, aber 77,72 m Höhe aufweisende Turm des Gebäudes der Daily News, welcher auf einem Winddruck von rd. 100 kg/m² und nach allen Richtungen auf eine einheitliche Stahlbeanspruchung von 1690 kg/cm² berechnet ist.

Es wurde jedoch hier beim Entwurf des Windverbandes der Ausbildung der Einzelteile dieselbe Aufmerksamkeit gewidmet wie den Hauptgliedern und die Anschlüsse ebenso steif wie stark ausgebildet, außerdem wurden die Wände sorgfältig in erstklassigen Ziegelsteinen und in ordentlichem Verband gemauert. Der Erfolg war denn auch der, daß dieses Bauwerk keinerlei Schaden erlitten hat.

Wie bereits zu Beginn mitgeteilt ist, liegt die Elastizitätsgrenze für den verwendeten Baustahl bei 2530 kg/cm², was einen Winddruck von etwa 146 kg/cm² auf jeden Punkt der ganzen getroffenen Windfläche entspricht, und wobei die versteifende Wirkung der Ausmauerung nicht in Rechnung gesetzt wird.

Zieht man aus den vorstehenden Betrachtungen die Hauptfolgerungen, so ist

1. für jedes Bauwerk ein ausreichender Windverband notwendig,
2. ist erforderlich, die Einzelheiten dieses Windverbandes sorgfältig und für dieselbe Beanspruchung zu entwerfen und auszuführen wie die Teile der Hauptkonstruktion,
3. ist bei Anordnung der verschiedenen Windverbände in jedem Geschoß für die erforderliche Steifigkeit der einzelnen Knotenpunkte zu sorgen, da man sich auf eine einheitliche Gesamtwirkung all dieser Anschlüsse nicht verlassen darf. Bei Gebäuden mittleren Umfangs kann man diesen wichtigen Punkt allenfalls durch Annahme einer einheitlichen Windbeanspruchung berücksichtigen,
4. ist Steifigkeit ebenso wie die Festigkeit ein Haupterfordernis einwandfreien Stahlbaues. Ein guter Konstrukteur wird das beim Bau hoher schlanker Wohn- und Geschäftsgebäude oder Hotels, bei denen das Vertrauen der Bewohner in die Standsicherheit von größter Bedeutung ist, auch stets berücksichtigen,
5. haben die Wirkungen der Wirbelstürme in Florida erwiesen, daß jede Deckenkonstruktion als eine steife Platte oder wagerecht gelagerter Träger wirkt und daß alle Säulen derselben Horizontalneigung unterliegen, daß aber das Gesamtbauwerk verdreht werden kann, wenn ein Teil desselben weniger steif als der andere ausgebildet ist.

Beim Entwurf von Windverbänden ist das sehr zu beachten und man hat diese nach Möglichkeit so auszubilden, daß keine Torsionswirkung auftreten kann. Es müssen also Winddruckannahmen und Windverband für die entsprechenden Teile eines Bauwerkes gleich sein, damit es an beiden Enden die gleichen Durchbiegungen erfährt. Das ist namentlich dann zu beachten, wenn ein Teil höher oder schlanker ist als der andere.

Die Erfahrungen in Miami haben gezeigt, daß auch für Gebäude von der Höhe und dem Schlankheitsgrad der dortigen die üblichen Rechnungsverfahren selbst unter den schwierigsten Verhältnissen völlige Standsicherheit verbürgen. Die behandelten Bauunfälle sind durch Verstöße dagegen entstanden.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des ersten Jahrganges „Der Stahlbau" 7,50 R.-M. und Postgeld

1. Jahrgang | BERLIN, 29. Juni 1928 | Heft 7

Der Turm der Kölner Messeanlagen.

Von Prof. Dr.-Ing. **Pirlet**, beratender Ingenieur für Bauwesen, Köln-Aachen.

Die Messebauten in Köln wurden für die Pressa, Internationale Presse-Ausstellung 1928, grundlegend umgebaut und erweitert, die Planbearbeitung lag in Händen von Baudirektor Abel, Köln. Um die vorhandenen Bauten wurde eine Mantelhalle herumgelegt, die auf der Nordwest-Ecke durch einen 85 m hohen Turm flankiert ist, der als weithin sichtbares Wahrzeichen der Messeanlagen das rechte Rheinufer ziert (Abb. 1).

So ist in den Kölner Messeanlagen ein eigenartiges Nebeneinander beider Bauarten verkörpert. —

Der Messeturm ist seiner Natur nach in der Raumaufteilung einfach: Je zwei Aufzüge bezw. Wendeltreppen in den Ecken des Grundrißquadrats dienen dem Verkehr auf- und abwärts. In den einzelnen Stockwerken sind Bureau- und Versammlungsräume, ein Restaurant und oben auf der Plattform ein Café eingebaut. Der obere achteckige Turmhelm trägt im Innern einen Scheinwerfer. —

Abb. 1. Ansicht.

Abb. 2. Stahlskelett des Turmes.

Für die gesamten neuen Erweiterungsanlagen war von dem Architekten die Ziegelbauweise vorgesehen, wobei die schlanke Linienführung der Tragwerke von vornherein die Notwendigkeit erkennen ließ, einen tragenden Kern bezw. ein stützendes Traggerippe in die Bauten einzusetzen, das dann durch Ummauerung verkleidet wurde. In dieser Weise ist dann auch die Turmumwandung ausgeführt, und zwar war bei diesem im Grundriß nur etwa 10×10 m Außenmaß aufweisenden Bauwerk angesichts der starken Biegungswirkungen durch Winddruck der Einbau eines Kerntragwerks aus Stahl geboten (Abb. 2).

Von einer Ausführung desselben in Eisenbeton mußte schon wegen des zu geringen verfügbaren Raums abgesehen werden. Überhaupt wurde bei der Erweiterung und dem Umbau der alten Messeanlagen, die ganz in Eisenbeton ausgeführt waren, in weitestem Ausmaß Stahl als Konstruktionsmaterial verwendet. Trotz der unverkennbaren wertvollen Eigenschaften der Eisenbetonbauweise hat sich hier die Bauverwaltung doch für eine weitgehende Verwendung von Stahl entschieden und nur an denjenigen Stellen, wo es ratsam erschien, auf die erstere zurückgegriffen.

Die Gründung des Bauwerks ist auf Preßbetonpfählen erfolgt, und zwar durch die Firma Grün & Bilfinger in Mannheim. Der gute Baugrund saß in etwa 9 bis 10 m Tiefe, die Wände eines im Projekt vorgesehenen Kellers wurden als Bankettbalken biegungsfest in Eisenbeton ausgebildet. In diesen Balken sind die Stützen des Turmes gegen die Zugkräfte infolge Winddruck verankert und gleichfalls die Köpfe der Preßbetonpfähle festgelegt (Abb. 3a und 3b).

Die zuerst geplante Architektur des Bauwerks erforderte als Kerntragwerk die in Abb. 4 vorgesehene Rahmenkonstruktion. Eine nachträgliche Abänderung gab die beiden äußeren Vertikalgefache und eine Reihe horizontaler Flächenstücke für eine Fachwerkaufteilung frei, insofern die Fenster auf die Mittelstreifen beschränkt wurden. Dadurch entstand das in Abb. 6 dargestellte Fachwerk-Rahmensystem, welches eine bedeutende Vereinfachung von Berechnung und Konstruktion und zugleich eine Verringerung der Baukosten ermöglicht. —

Abb. 3a. Querschnitt.

Abb. 3b. Horizontalschnitte *a—a* und *b—b*.

Abb. 3a u. b. Gründung.

Abb. 5. Darstellung der Kräftegruppen.

Abb. 4. Vorgesehenes Rahmentragwerk.

Abb. 6. Ausgeführtes Rahmentragwerk.

Abb. 7. Vollwandiges Grundsystem.

Abb. 8. Fachwerk-Rahmensystem.

Abb. 7 u. 8. Darstellung des Kraftangriffs.

Die Berechnung des anfänglich vorgesehenen Rahmenwerks wurde nach dem vom Verfasser angegebenen Verfahren [1]) für die Auflösung der Elastizitätsgleichungen durchgeführt. Als Unbekannte wurden die in Abb. 5 angegebenen Kräftegruppen gewählt, so daß also ein Grundsystem aus übereinandergestellten Zweigelenkrahmen gegeben war. Die Symmetrie des Systems bringt für horizontale Windbelastung — und nur diese kam für die Rahmenberechnung in Frage, da die Vertikallasten direkt in die Stützen geleitet werden — rechts und links entgegengesetzt gleiche Momente mit sich. Hiernach bleiben für jedes Stockwerk drei Unbekannte, wobei freilich das statisch unbestimmte Grundsystem der Zweigelenkrahmen zugrunde gelegt werden mußte. —

Die Rechnung ergab bei der Höhe einzelner Stockwerke bis zu 7,50 m Höhe beträchtliche Dimensionen. Eine wesentliche Vereinfachung bot das schließlich für die Ausführung vorgesehene Fachwerk-Rahmensystem der Abb. 6: Dieser aus 5 bzw. 6 Feldern bestehende Rahmen wurde zunächst zwecks Ermittelung der Querschnitte für die endgültige Rechnung näherungsweise untersucht und hierbei das in Abb. 7 dargestellte vollwandige System zugrunde gelegt. Aus den so ermittelten Momenten usw. Werten wurden die Stabkräfte errechnet und schließlich die Stabquerschnitte gefunden, mit diesen Querschnitten sodann die Berechnung

[1]) Vergl. Pirlet: Kompendium der Statik der Baukonstruktionen, Bd. II, 1. Teil. Berlin 1921, Verlag von Jul. Springer.

Abb. 9a. Verankerung einer Eckstütze.

Abb. 9b. Knotenpunkt einer Außenstütze.

Abb. 9a u. b. Einzelheiten der Stützenausbildung.

Abb. 10. Zusammenbau des Turmes mittels Gittermast mit Schwenkarmen.

des Fachwerk-Rahmensystems durchgeführt. Unbekannte waren die den Fußmomenten entsprechenden Stabkräfte Xa bis Xe in Abb. 8. —

Die Ausführung erfolgte in hochwertigem Baustahl St 48. Nur für die inneren Bauteile wie Deckenträger usw. wurde normaler Baustahl verwandt. — In das Tragwerk wurden Eisenbetondecken eingehängt, die am Rande so weit vorkragten, daß sie das Mauerwerk des über jeder einzelnen Decke liegenden Stockwerkes tragen konnten. Die rund 64 m hohe Mauerwerksäule ist also von Stockwerk zu Stockwerk unterbrochen und ihre Einzelteile werden in den Deckenebenen aufgesetzt. Naturgemäß ist aber die jeweilige Decken-Randfläche durch eine Ziegelschicht verkleidet, so daß die äußere Ansicht des Mauerwerkskörpers eine geschlossene Fläche bietet. —

Einige konstruktive Einzelheiten sind in Abb. 9a und b dargestellt: Der Säulen-Querschnitt besteht aus zwei U-Eisen mit aufgelegten Lamellen, die in gleicher Stärke von unten bis oben durchgeführt sind. Die Verstärkung nach unten hin ist durch aufgelegte Kopfbleche bewirkt. In Abb. 9a ist die Verankerung einer Ecksäule dargestellt. Die Anker bestehen aus vier aufeinandergelegten Flachblechen, auf eine Anzugsmöglichkeit ist verzichtet. Der korrekte Schluß gegen den Unterbau ist durch eingelegte Paßstücke (Keile) bewirkt. Abb. 9b zeigt Einzelheiten eines Knotenpunktes einer Außenstütze. —

Der Zusammenbau erfolgte vermittels eines zentrisch aufgesetzten Gittermastes mit schwenkbaren eisernen Auslegern: Die winkelförmigen Eckstücke wurden in der Werkstatt in Längen von etwa 10 m zusammengesetzt, und zwar bis zu einem Gewicht von 21 t. Sie wurden hochgehoben und auf den Unterbau aufgesetzt, wobei die Stöße bis zur Höhe von 40 m vernietet, darüber hinaus mit eingepaßten Schrauben verbunden wurden. Der Mast reichte durch zwei Geschosse und wurde in der oberen Bühne abgestützt (Abb. 10). Wenn die Last auf einer Ecke des Schwenkers hing, wurde der gegenseitige Schwenker mit einem Zugseil am Fundament befestigt und so die Verwendung von Abfangeseilen für den Mast vermieden. Auf diesem Wege ließ sich der Zusammenbau verhältnismäßig schnell durchführen. Für jedes Geschoß wurden etwa fünf bis sechs Tage einschließlich des Einbaues der Bühnen-Tragkonstruktion benötigt, so daß die gesamte Ausführung des eigentlichen Turmes auf etwa 64 m Höhe in etwa fünf Wochen beendet werden konnte. —

Sie lag in den Händen der Maschinenbau-Anstalt Humboldt, Köln-Kalk. Von ihr wurden die Einzelheiten der Verbindungen und Anschlüsse in denkbar sorgfältigster Weise durchgeführt, desgleichen ging der Zusammenbau mit größter Genauigkeit vor sich, so daß bei der Ablotung der fertig montierten Turmkonstruktion so gut wie gar keine Ausweichung von der Lotlinie festgestellt wurde. —

Das Bauwerk ist ein Beispiel für die Zweckmäßigkeit der Verwendung von Stahl für derartige Turmkonstruktionen, die als Kern-Tragwerk eines Mauerwerksbaues bei starker Einschnürung der Raumverhältnisse und in möglichst kurzem Zeitraum hergestellt werden sollen. —

Hallenbauten in Stahl.

Nach einem Vortrag auf der Internationalen Brückenbautagung in Zürich im September 1926.

Von **Hans Schmuckler**, Berlin.

(Schluß aus Heft 6.)

Fabrikhallen: Die Fabrikanlage[1]) der Gebr. Seck (Miag) in Sporbitz b. Dresden zeigt einen von Breest & Co. entworfenen Hallen-Komplex von etwa 26 000 m² und besteht aus der an der Bahn gelegenen 250 m langen Verladehalle, an deren Rückseite sich vier dreischiffige Fabrikationshallen von je 48 m Breite und 118 m Länge anschließen. Die Außen-Architektur ist vollständig von innen heraus, dem Zweck des Gebäudes entsprechend, entwickelt worden und weist insbesondere in der an der Bahnstrecke Dresden—Bodenbach gelegenen Hauptfront schlichte, großzügige Architektur und Zweckform auf.

Abb. 21. Fabrikationshalle Gebr. Seck (Miag) in Sporbitz b. Dresden. (Entwurf Breest & Co., Berlin.)

Die Fabrikationshallen haben wie aus Abb. 21 hervorgeht, in den Seitenschiffen vollwandige Steifrahmen, welche den Zweigelenkbogenbindern der Mittelhallen Auflager geben.

Alle Konstruktionsformen entsprechen den statischen Verhältnissen und sind gradlinig. Die Belichtung der Halle erfolgt durch First-Oberlicht in der Mittelhalle und Mansard-Oberlichte zwischen Mittelhalle und Seitenschiffen. Außerdem sind in den Umfassungswänden Lichtbänder in reichem Maße angeordnet worden. Oberlichte sowie Lichtbänder sind kittlos ausgeführt, das Verhältnis der Lichtfläche zur Hallengrundfläche ist mit 35% sehr reichlich bemessen. Das Gewicht der Stahlkonstruktion für die Fabrikhalle beträgt 77 kg/m².

Nach einem ganz andern Prinzip ist die von Breest & Co. erbaute Schiffbauhalle der Deutschen Werft[2]) in Hamburg-Finkenwärder gebaut. Ästhetische Fragen treten hinter den reinen Nutzbauformen zurück. Die Anlage hat eine Breite von 106 m bei 120 m Länge und besteht aus einem 8 m breiten Mittelbau (auf der Abbildung links sichtbar), an den sich beiderseits zweischiffige Arbeitshallen anschließen. Der Mittelbau enthält alle Räume, die notwendigerweise zentral liegen sollten, wie Arbeiter-Wohlfahrtsräume, Magazin, Meisterstuben, Werkzeugmacherei usw. Durch diese Anordnung werden die verlorenen Wege auf ein Minimum verringert.

Konstruktiv zeigt die schmale Mittelhalle zwei übereinanderstehende Steifrahmen, welche alle auf die Halle wirkenden Seitenkräfte in die Fundamente ableiten. Demzufolge sind sämtliche Stützen der Arbeitshallen als Pendelstützen ausgeführt worden.

Abb. 22. Arbeitshallen der Deutschen Werft in Hamburg-Finkenwärder. (Ausführung Breest & Co., Berlin.)

Die Binder der Arbeitshallen liegen, wie die Abb. 22 deutlich zeigt, im Hohlraum der quer verlaufenden Oberlicht-Raupen. Durch diese Anordnung wird erreicht, daß das Gebäude um die Bauhöhe der Binder niedriger ausgeführt werden kann, wodurch Ersparnisse an Baustahl und Wänden sowie an der Heizung erzielt werden.

In der Längsrichtung stehen die Stützen mit Rücksicht auf die durch den Betrieb bedingte Bewegungsfreiheit der großen Arbeitsstücke in Abständen von 22 m.

Die Fläche der kittlosen Oberlichte beträgt 23% der Hallengrundfläche. Die Belichtung ist ausgezeichnet. Das Eisengewicht der 11 500 m² großen Halle erscheint zwar mit 85 kg/m² hoch, enthält aber außer den vier Kranbahnen im Innern der Arbeitshallen auch noch die Außenkranbahnen und die Deckenkonstruktion des Mittelbaues. Die Dacheindeckung wurde aus bewehrten Hohlsteindecken mit Doppelpappe ausgeführt.

[1]) Z. D. V. D. I. Jahrg. 1920, Nr. 20.

[2]) Bautechnik, Heft Nr. 17, Jahrg. 1924.

Abb. 23. Ausbesserungswerk für elektrische Lokomotiven in Dessau. (Ausführung Breest & Co., Berlin.)

Ähnlich wie bei der vorerwähnten Schiffbauhalle zeigt auch das große Ausbesserungswerk für elektrische Lokomotiven in Dessau[3]) (Abb. 23) die Dachbinder zum größten Teil in den Hohlraum der Raupen-Oberlichte verlegt.

In den Seitenschiffen wurde von dieser Anordnung abgesehen, weil ein Gewinn dadurch nicht erzielbar war. Von den Hauptbindern sind besonders bemerkenswert die der Mittelhalle, welche nicht allein die Dachlast tragen, an denen auch die Kranbahnen für fünf Laufkräne und die Arbeitsgalerien oberhalb der Schiebebühne angehängt wurden. Die größte Gurtspannung des Binders beträgt infolge dieser angehängten Lasten 500 t. Die Dacheindeckung ist Doppelpappe auf bewehrten Hohlsteindecken. Das Stahlgewicht der Hallenanlage beträgt 3600 t, d. h. auf den Quadratmeter Hallenfläche 130 kg. Die Halle ist ein Werk der Firma Breest & Co.

Ein vorzügliches Beispiel eines formschönen Stahlbaus ist die von den Linke-Hofmann-Lauchhammer-Werken ausgeführte Turbinenhalle des Kraftwerkes Klingenberg.[4])

Die Vollwand-Rahmenbinder haben eine Spannweite von 25,64 m bei einer Höhe von 23,78 m (Abb. 24). Diese Turbinenhalle mit ihren 1500 t Stahlkonstruktion bildet eine Rekordleistung des deutschen Eisenbaues insofern, als das umfangreiche Bauwerk innerhalb vier Wochen unter Zuhilfenahme des aus der Abbildung ersichtlichen Montagegerüstes aufgestellt worden ist. Die Dacheindeckung besteht aus Bimsbetonhohlplatten mit doppelter Dachpappe.

Straßenbahnhöfe und Omnibusgaragen. Der Ausbau der Berliner Straßenbahn nach dem Kriege hat die Errichtung neuer Straßenbahnhöfe von beträchtlichem Ausmaß zur Folge gehabt, und die Großzügigkeit der Leitung dieses Unternehmens gestattete dem entwerfenden Architekten Jean Krämer, Berlin, die Ausführung eigenartiger und für die Entwicklung des Stahlbaues wertvoller Bauwerke.

[3]) Elektrische Bahnen, Jahrg. 1926, Nr. 1.

[4]) Z. d. V. D. I., Jahrg. 1927, Heft 53.

So entstand als erste neuzeitliche Anlage der Straßenbahnhof Berlin-Britz (Abb. 25), eine Ausführung der Firma A. Druckenmüller, Berlin.

Wie schon bemerkt, erinnert der Bau an die Ausstellungshalle II am Kaiserdamm (Abb. 8), an der der gleiche Architekt maßgebend mitgewirkt hatte. Wie dort, sind auch bei der Wagenhalle in Britz die Binder als vollwandige Dreigelenkbogen von 36 m Spannweite bei 8 m Binderabstand ausgeführt worden. In gleicher Weise ist auch die Dachhaut aus bewehrten Hohlsteindecken mit quer verlaufenden stählernen Sparren ausgebildet, die sich wie bei der Ausstellungshalle auf Blechträgerpfetten in weitem Abstand legen.

Abb. 24. Turbinenhalle Kraftwerk Klingenberg, Berlin. (Ausführung Linke-Hofmann-Lauchhammer-Werke.)

Durch diese Anordnung entstand ein Hallenraum von großartiger geschlossener Wirkung. Besonders kühn erscheint die Anordnung der Belichtung: Kein Oberlicht unterbricht die Dachhaut; große vertikale Lichtflächen in den Außenwänden geben der Halle eine gleichmäßige und ruhige Belichtung, die durch schön geformte Glasschürzen in den Giebelwänden unterstützt wird: Innen- und Außenarchitektur stehen in harmonischem Einklang.

In ganz anderer Weise ist von dem gleichen Architekten die Straßenbahnhalle in Niederschönhausen (Abb. 26, Ausführung Breest & Co.) entworfen worden, die eine Erweiterung einer in Shedform gebauten Halle darstellt. Die Binder sind Dreigelenkbogenbinder von geradlinigen Formen mit Zugband. Als Binderauflager dienen vollwandige Konsolrahmen. Eindeckung Doppeldachpappe auf bewehrten Hohlsteindecken. Die reichliche Belichtung wurde durch ein Firstoberlicht und zwei Mansard-Lichtflächen in kittloser Ausführung erreicht.

Die in den Abb. 27 bis 29 dargestellte Straßenbahnhalle an der Müllerstraße in Berlin zeigt im Querschnitt eine Aneinanderreihung von Dreigelenkbogen gradlinigen Umrisses mit eingeschalteten Gerbergelenken.

Die Halle macht schon wegen ihrer gewaltigen Abmessungen (Hallenbreite 113 m, Hallenlänge 122 m = 13800 m²) im Innern einen großzügigen Eindruck: Hallen-Inneres und das Äußere der Anlage sind Ausdruck eines einheitlichen architektonischen Willens, Stahlgewicht 70 kg/m².

Die Ausführung erfolgte durch die Firma Thyssen u. Co. nach dem Entwurf von Architekt Jean Krämer und beratendem Ingenieur Gerhard Mensch.

Wie die Berliner Straßenbahn hat auch die Allgemeine Omnibus A.-G. (Aboag) ihre Großgaragen in neuzeitlichen Hallenbauformen ausführen lassen. Abb. 30 zeigt die Wagenhalle in der Morsestraße.

Abb. 25. Straßenbahnhof Berlin-Britz. (Ausführung A. Druckenmüller, Berlin.)

Abb. 26. Straßenbahnhof Berlin-Niederschönhausen. (Ausführung Breest & Co., Berlin.

Abb. 27. Straßenbahnhalle an der Müllerstraße, Berlin. Gesamt-Innenansicht. (Ausführung Thyssen & Co., Berlin.)

Abb. 28. Straßenbahnhalle an der Müllerstraße, Berlin. Einzelheit der Stahlkonstruktion. (Ingenieurbureau G. Mensch, Berlin-Charlottenburg.)

Abb. 29. Straßenbahnhalle an der Müllerstraße, Berlin. Außenansicht. (Architekt Jean Krämer, Berlin.)

Abb. 30. Aboag-Wagenhalle in der Morsestraße, Berlin. (Ausführung A. Druckenmüller, Berlin. Entwurf Baurat Ahrends.)

Abb. 31. Flughalle Rotterdam. (Torsystem Breest.)

Abb. 32. Doppelhalle auf dem Flugplatz Königsberg-Devau. (Torsystem Breest.)

Abb. 35. Flugzeughalle Hamburg-Fuhlsbüttel. (Ausführung Spaeter, Hamburg.)

Ähnlich wie bei der Straßenbahnhalle in Britz ist die große Halle mit vollwandigen Dreigelenkbogen von 54 m Spannweite in Abständen von 18 m überdeckt. Blechträgerpfetten und I-Sparren bilden das tragende Gerippe für die Hohlsteindecke, welche die Halle abschließt. Die kleinere Seitenhalle setzt sich als besonderer vollwandiger Dreigelenkbogen an die Seitenhallenbinder an. Die Stahlkonstruktion wurde von A. Druckenmüller erstellt nach dem Entwurf des Architekten Baurat Ahrends. — Nicht so gut aber wie bei der Straßenbahnhalle in Britz erscheint bei dieser Omnibushalle die Belichtungsfrage gelöst. Die ausgeführten Raupen-Oberlichte zerschneiden die Dachhaut und stören etwas die Ruhe des großen Raumes. Jedenfalls ist trotz der verhältnismäßig sparsamen Bemessung der Lichtflächen die Helligkeit in der Halle ausgezeichnet.

Abb. 33. Neue Flugzeughalle Tempelhof-Berlin. Gesamt-Außenansicht. (Ausführung D. Hirsch, Berlin.)

Sehr wirkungsvoll ist der durch den Anstrich der Eisenkonstruktion noch erhöhte ästhetische Eindruck. Gurtungen und Vertikalen sind im Farbton dunkler gehalten als die hellen Blechflächen. Das Gewicht der Stahlkonstruktion für die 5200 m² große Halle ist 94 kg/m², das Verhältnis der Oberlicht- zur Grundfläche bei der großen Halle 16%, bei der mit First-Oberlicht versehenen Nebenhalle 22%.

Flugzeughallen: Ein besonderes Gebiet des neuzeitlichen Stahlbaus ist die Anlage von Flugplätzen, die als die Bahnhöfe der Zukunft anzusehen sind und als solche gestaltet werden. Bei ihnen sind zum Teil Bedingungen zu erfüllen, die von dem üblichen Hallenbau abweichen. Insbesondere gilt das hinsichtlich der großen Hallentore, die bei den größten Flugzeughallen bis 80 m Öffnungsbreite und 10 m Höhe auszuführen sind.

Dabei ist besonders zu beachten, daß die Torträger bei den großen Spannweiten unter der wechselnden Belastung und den unvermeidlichen Temperatur-Unterschieden starken Deformationen unterliegen, die auf den leichten Gang der Tore keinen Einfluß haben dürfen. Außerdem müssen die Torkonstruktionen für Flugzeughallen dem rauhen Betrieb auf dem Flugplatz Rechnung tragen und die Tore schnell und sicher geöffnet und geschlossen werden können. Steht neben der großen Hallenöffnung etwas Platz zur Verfügung, so ist die zweckmäßigste Torausführung zweifellos das in eine Anzahl Flügel aufgelöste Schiebetor mit unteren Lauf- und oberen Führungsrollen, weil die am Torträger aufgehängten Torscheiben denselben ungewöhnlich belasten würden.

Eine Ausführung, die sich seit mehr als zehn Jahren gut bewährt hat, ist die nach Patent Breest & Co.

Die Besonderheit dieser Konstruktion besteht in der vertikalen Beweglichkeit der oberen Führungsrollen, die den Verformungen der Konstruktion und etwaigen Senkungen der Fundamente ohne weiteres folgen und ein Festklemmen der Torscheiben mit Sicherheit verhüten. Infolge dieser vertikal einspielenden Führungsrollen ist es selbst bei großen Abmessungen der einzelnen Flügel (bis etwa 8 × 10 m) möglich, das Öffnen und Schließen von Hand zu bewirken.

Die bekannten Falttore System Hirsch haben den Vorteil, zu ihrer Unterbringung im geöffneten Zustand etwas weniger Raum zu beanspruchen, bedingen dafür allerdings zumeist einen maschinellen Antrieb. Abbild. 31 zeigt die große Flugzeughalle des Flugplatzes Rotterdam, die mit Breestschen Toren ausgestattet wurde. Diese Halle ist in guten architektonischen Formen gestaltet und seit 1918 im Betrieb. Die Toröffnung ist 32 m breit und etwa $11^1/_2$ m hoch. Sie ist in sieben Scheiben aufgelöst, die von Hand bedient werden.

Abb. 34. Neue Flugzeughalle Tempelhof-Berlin. (Falttore Bauart D. Hirsch, Berlin.)

Eine Doppelhalle von 54,5 m Breite und 5,0 m Höhe ist die Flugzeughalle des Königsberger Flugplatzes Devau (Abb. 32), die gleichfalls mit Breestschen Toren ausgestattet wurde.

Während die alte Halle des Tempelhofer Flugplatzes mit von Hand bewegten Schiebefalttoren ausgestattet ist, zeigen die Abb. 33 u. 34 die neue, von der Firma D. Hirsch, Berlin, gebaute Flugzeughalle in Tempelhof mit den elektrisch betriebenen Falttoren Bauart Hirsch.

Die Hamburger Flugzeughallen in Fuhlsbüttel haben eine Spannweite von 80 m und 8 m Torhöhe (Abb. 35). Der Torbinder wurde nach dem Entwurf der Behörde von der Firma Spaeter, Hamburg, als Zweigelenkrahmen mit einem im Boden liegenden Zugband aus St 48 ausgeführt. Die Tore sind ebenso wie die in Rotterdam und Königsberg mit Breestscher Patent-Führung ausgestattet.

Druckfehler-Berichtigung: Im ersten Teil dieses Aufsatzes („Stahlbau" Heft 6, Seite 64) sind durch ein bedauerliches technisches Versehen beim Umbrechen die Unterschriften der Abbildungen 11 und 13 miteinander vertauscht worden: Abb. 11 zeigt die Bahnhofshalle Oldenburg, Abb. 13 — ebenso wie die darüber stehende Abb. 12 — den Bahnhof Darmstadt, und zwar die Querbahnsteighalle.

Großhallenbauten.

Von Oberingenieur **Rudolf Ulbricht,** Benrath a. Rh.

Das Verlangen, große freie Hallen ohne jede Unterstützung zwischen den umschließenden Wänden zu schaffen, tritt heute mehr und mehr in Erscheinung. Wenn hin und wieder auch die Industrie für besondere Zwecke weitgespannte Hallen braucht oder der Eisenbahnbetrieb größere Bahnhofshallen fordert, so treten diese doch an Größe zurück gegen die in den letzten Jahren verlangten Hallen für Sport, Ausstellungen und Großgaragen. Im folgenden seien einige besonders bemerkenswerte Entwürfe dieser Art besprochen:

Abb. 1. Innenansicht der Sporthalle.

Ein Hallenbauwerk, welches hauptsächlich für Sportzwecke gedacht und für eine süddeutsche Großstadt projektiert war, wurde von der Flender A.-G. für Eisen-, Brücken- und Schiffbau in Benrath a. Rh. durchgearbeitet. Es sei nur kurz beschrieben, da es gegenüber den heutigen Projekten, obwohl erst zwei Jahre vorüber sind, schon fast veraltet erscheint. Die Halle ist gedacht für Sport jeder Art: Fußball, Tennis, Reitsport, Radrennen und als Festhalle für besondere Veranstaltungen. Die eigentliche Arena ist 60 m breit und 120 m lang vorgesehen. Abb. 1 zeigt eine Innenansicht, Abb. 2 das System.

Die gesamte Länge der Halle beträgt 160 m, die lichte Breite und damit die Spannweite der Eisenkonstruktion 100 m. Für die Binderteilung wurden hier 27 m als zweckmäßig ermittelt, die Höhe vom Fußboden bis zum Firstgelenk beträgt 32 m.

Abb. 2. Bindersystem.

Auf die an den Wänden angeordneten und unter die Treppenanlage greifenden Böcke stützt sich auf ein 10 m überkragendes Gelenk ein Dreigelenkbogen von 80 m Stützweite und 15,5 m Stichhöhe. Diese Anordnung ergab recht günstige Resultate für die Ausnutzung der Baustoffe.

Um eine gute Raumwirkung und gute Belichtung der in der Hallenmitte befindlichen Spielfläche zu erhalten, wurde ein großes Oberlicht in der Mitte der Halle vorgesehen (Abb. 1). Die übrige Eindeckung des Daches war in Stegzementdielen gedacht. Die Umfassungswände sind massiv und durch große Fensterflächen aufgeteilt. Durch letztere wurde eine gute seitliche Belichtung der treppenförmig angeordneten Zuschauerplätze erzielt.

Da das Gesamtgewicht der Halle kein richtiges Bild gibt, weil es durch Hinzukommen von Nebenbauten usw. beeinflußt wird, seien nachstehend die entsprechenden Zahlen für ein normales Binderfeld von 27 m Breite genannt.

Es wurden ermittelt:

St 37:	Sparren	16 t
	Gitterpfetten	51 t
	Dachverbände	11 t
St 48:	Binder mit Auflagern und Verankerung	120 t
		198 t
		= 73,5 kg/m² Grundfläche.

Außerdem waren für ein normales 27 m-Feld erforderlich:

950 m² kittlose Verglasung, 2000 m² Stegzementdielen mit doppelter Papplage, 650 m² massive Längswand, 140 m² Fenster der Wände, und für jedes Fundament 200 m³ Eisenbeton; für einen Binder also 400 m³.

Abb. 3. Innenansicht der Messehalle VII Leipzig.

Abb. 4. Hallenquerschnitt.

Eine schöne Aufgabe für den Eisenbauer war die Ausarbeitung der Projekte für die Messehalle VII der Messe- und Ausstellungs-A.-G. in Leipzig. Diese inzwischen ausgeführte Halle ist in Heft 1 des „Stahlbau“ von Geheimrat Hertwig eingehend behandelt. Es sei daher auf sie an dieser Stelle nicht näher eingegangen, in Abb. 3 u. 4 jedoch als Ergänzung der dortigen Beschreibung eine Innenansicht und eine Darstellung der Binder gegeben:

Abb. 3 veranschaulicht den gewaltigen Eindruck der 100 m weit gespannten und über 146 m langen Halle sowie die befriedigende und ruhige Wirkung des Oberlichts. Abb. 4 u. 5 zeigen die von der Flender A.-G. vorgeschlagene neuartige, ebenso charakteristische wie praktische Anordnung der Träger im Innern dieser gleichzeitig nach außen und nach innen liegenden Oberlichte, die nicht nur das Tageslicht einlassen, sondern auch zur Aufnahme künstlicher Beleuchtung eingerichtet sind. An der Lieferung war die Flender A.-G. in Benrath mitbeteiligt, während die Montage der gesamten Konstruktion allein durch die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg in Gustavsburg erfolgte.

Abb. 5. Dachlängsschnitt.

Abb. 6. Querschnitt der Gebläsemaschinenhalle.

A = Einbetonierter Fuß. B = Abnehmbare Nase. C = Rollenrost. D = Hauptbinderstiel. E = Hebbarer Unterteil.

Abb. 7. Binderfuß.

Eine Halle, die zur Aufnahme von Gebläsemaschinen im Rheinisch-Westfälischen Industriegebiet jetzt von der Flender A.-G. in Benrath ausgeführt wird, sei wegen der besonders bemerkenswerten Einzelheiten ihrer Durchbildung erwähnt. Mit Rücksicht auf die dortigen Bodensenkungen und die Schwingungen, die durch die Stöße der großen Maschinen hervorgerufen werden, war besondere Vorsorge für die Ausführung des Bauwerkes zu treffen.

Es mußte also ein System gewählt werden, das möglichst unempfindlich gegen Bodensenkungen ist; weiter war zu beachten, daß

Abb. 9. Gelenkpunkt des Hauptbinders.

Abb. 8a. Innere Binderansicht.

Abb. 8a u. b. Oberer Binderteil.

Abb. 8b. Äußere Binderansicht.

Einzelheiten der Haupttragkonstruktion zeigen die Abb. 7, 8 u. 9, und zwar die erstere den Binderfuß mit der zum Heben eingerichteten Ausbildung: Die seitliche Nase ist erforderlich, um den beim Heben auftretenden Schub von etwa 40 t aufzunehmen. Beim Heben wird ein Rost aus kleinen Walzen eingeschoben. Abb. 8a u. b zeigt den oberen Teil des Binders und Abb. 9 den oberen Gelenkpunkt.

In der Halle läuft ein Dreimotorenlaufkran von 75 t Nutzlast. Der mittlere Aufbau wird oben und seitlich mit Glas eingedeckt, die übrige Dachhaut in Stampfbeton ausgeführt, da man von der Verwendung von Stegzementdielen mit Rücksicht auf die dauernden Schwingungen des Gebäudes absehen will. Mit Rücksicht auf die Verschiedenheit der Bodensenkungen werden entsprechende Trennungsfugen angeordnet. Diese schwere Dachhaut von 170 kg/m² Eigengewicht wurde auch noch aus dem Grunde gewählt, weil das Dach zur Reinigung von Gichtstaub öfter mit Karren befahren und begangen wird. Mit Rücksicht darauf sind an den Traufen und Giebeln rundum starke Geländer angebracht. Die Umfassungswände erhalten sehr reichliche Belichtung, außerdem sind hier zur besseren Entlüftung große Schiebefenster angeordnet, in deren Höhe außen und innen rund um das Gebäude Laufgänge vorgesehen sind, um jederzeit an die Fenster zu kommen und um von diesen Laufstegen aus ein bequemes Anstreichen der Konstruktion zu ermöglichen. Zu diesem Zwecke sind außerdem in wagerechten und senkrechten Abständen von etwa 3 m überall kurze Winkeleisen mit einem Loch im abstehenden Schenkel angenietet, damit ohne besondere Vorkehrungen ein leichtes Hilfsgerüst eingehängt werden kann.

Alle Anschlüsse der Pfetten, Kranträger, Windträger sind mehr oder weniger gelenkig, um die Möglichkeit des Nachgebens beim ungleichmäßigen Setzen der Hauptkonstruktion zu haben. Das Gewicht der Wände wird von besonderen Unterzügen getragen.

Alle Schrauben werden durch Palmuttern gesichert. Außerdem sind die Anschlüsse der vorgenannten Konstruktionen so ausgebildet, daß, selbst wenn durch besondere Umstände ein Herausfallen von Schrauben vorkommen sollte, kein Konstruktionsteil herunterfallen kann.

Der Laufsteg am Oberlichtaufbau wurde in 1 m Höhe über dem Dach angeordnet und mit Riffelblech abgedeckt, um zu verhindern, daß

nach etwa eingetretenen Senkungen die Halle bis zu 50 cm gehoben werden konnte.

Da sich im voraus nicht übersehen ließ, ob der gewählte Dreigelenkbogenbinder Resonanz mit den Schwingungen der Gebläsemaschinen hat, ist vorgesehen, daß ein großer wagerechter Träger im Dache eingebaut werden kann, um so ein System von anderen Schwingungszahlen zu erhalten.

Besonderer Wert war auf die Entlüftung zu legen, da in den vorhandenen Maschinenhäusern im Sommer Temperaturen von 50 bis 55° C beobachtet worden sind. Um eine reichliche Entlüftung zu erhalten, sind das Dach des Aufbaues und die Seitenfenster in der Längsrichtung in einzelnen Abschnitten verschiebbar. Streifen von 6 m Länge und 14 m Breite im Dach schieben sich über den feststehenden Teil von gleicher Breite. Das Verfahren der einzelnen Teile, die durch Stangen starr miteinander gekuppelt sind, erfolgt durch elektrisch angetriebene und getrennt arbeitende Winden.

Abb. 6 zeigt den Querschnitt der Halle, deren Binder in Entfernungen von 12 m stehen, eine Einteilung, die mit Rücksicht auf das System der Maschinen erforderlich war.

der evtl. auf dem Dach liegende Gichtstaub bei geöffneten Fenstern durch den Wind in die Halle getrieben wird.

Während bei den vorher genannten beiden Hallenbauwerken die Beanspruchungen nach den ministeriellen Vorschriften gewählt wurden, sind sie hier mit Rücksicht auf die Eigenart des Gebäudes niedriger gehalten. Einschließlich Windbelastung soll die Beanspruchung der Hauptteile nicht mehr als 1200 kg/cm² betragen.

Zum Heben des Gebäudes können an den Binderfüßen und Stützen Konsolen angeschraubt werden. Die Hubvorrichtung sitzt in der Längsrichtung der Wände, rechts und links von den Stielen auf besonders vorgesehenen Fundamenten.

Auch hier seien für ein normales Binderfeld von 12 m Länge die Zahlen der erforderlichen Massen genannt:

Sparren	6 t
Pfetten	15 t
Entlüfteraufbau komplett (Binder, Pfetten, Verbände, Wandgerippe)	20 t
Hauptbinder	125 t
Zwei Füße einschl. Stahlgußlager	25 t
Wandgerippe mit Unterzügen und Windträger	18 t
Kranbahn mit Bremsverband	17 t
	226 t

d. h. 475 kg auf den m² Grundfläche.

Außerdem sind erforderlich für ein Feld: 120 m² verschiebbare Glasflächen des Entlüfteraufbaues, 120 m² feststehende Glasflächen des Entlüfteraufbaues, 330 m² Bimsbetoneindeckung des Hauptdaches, 190 m² ½ Stein starke Ausmauerung, 270 m² Glasflächen in den Längswänden, davon sind 40 m² verschiebbar.

Über die Gründung lassen sich keine genauen Mitteilungen machen, da sie mit Rücksicht auf die Art des Gebäudes, auf Maschinenfundamente, Längswände usw. zu sehr mit anderen Teilen verbunden ist, als daß Einzelangaben möglich sind.

Bemerkenswert dürften noch einige Angaben über die Formänderungen dieses Systems sein, deren theoretische Werte in nachstehender Tabelle zusammengestellt sind.

Verschiebungen in cm	Eigen-gew.	Schnee total	Wind	Kran	Seiten-schub	max d
Änderung der Kranspurweite	—3,65 wird bei Montage ausgegl.	—0,82	+0,35	—0,16	±0,17	—1,15
Horizontal-Verschiebung des Scheitelgelenkes . . .	—	—	±5,5	±0,8	±1,7	±8,0
Vertikal-Verschiebung des Scheitelgelenkes . . .	+7,0 wie oben	±1,6	—0,6	—	—	+8,6

Auswechselung der Eisenbahnbrücke über den Felbecker Hammerteich in km 2,1 und 44,5 der Strecke Krebsöge—Radevormwald (Reichsbahndirektion Elberfeld).

Von Dr.-Ing. **Dörnen**, Derne i. Westf.

Der alte Überbau (Abb. 1) bestand aus parallelseitigen Fachwerkkörpern von 41 m Stützweite und mit untenliegender Fahrbahn, Schienenoberkante liegt rd. 20 m über dem Wasserspiegel des Hammerteiches. Für den neuen Überbau wurden Halbparabelträger von gleicher Stützweite mit obenliegender Fahrbahn vorgesehen, und zwar wurde das System des geringen Gewichtes wegen und in der Absicht gewählt, den Auswechselungsvorgang möglichst einfach zu gestalten. Da die beiden Pfeilerköpfe ohnehin ausgebessert werden mußten, konnte die durch den neuen Überbau bedingte Änderung der Pfeiler in Kauf genommen werden.

Abb. 1.

Auf der Baustelle waren folgende Arbeiten auszuführen:

1. Betriebssichere Abstützung des alten Überbaues einschließlich der beiden Seitenöffnungen während der Ausbesserung und Änderung der Pfeilerköpfe.
2. Zusammenbau des neuen Überbaues neben dem alten.
3. Auswechselung der beiden Überbauten.

Für die betriebssichere Abstützung des alten Überbaues wurde seitens der Bauverwaltung eine Ausführung verlangt, die zur Aufnahme der Verkehrslasten standsicher war und die Möglichkeit bot, gegebenenfalls die rd. 15 m hohen Pfeiler je nach dem Befund derselben zu erneuern. Dementsprechend wurden die alten Überbauten auf Stahlturmgerüsten abgestützt, welche die Pfeiler vollständig umgaben und auf besonderen Betonfundamenten standen. Einzelheiten zeigen die Abb. 1 bis 3. Es war indessen nicht nötig, die beiden Pfeiler ganz abzutragen. Sie wurden lediglich in ihrem oberen Teil auf etwa 4 m Höhe erneuert und für die Auflagerung des neuen Überbaues abgeändert. Außerdem mußte ein Pfeilerfundament durch eine besondere, auf Preßbetonpfählen gegründete schwere Betonkonstruktion abgefangen werden. Während der Dauer dieser Arbeiten ging etwa drei Monate lang der gesamte Verkehr über die beiden Stahlgerüste.

Für den Zusammenbau der neuen Brücke wurde eine Hilfsbrücke von 36 m Stützweite neben die alte Brücke in entsprechender Höhe auf zwei Böcken über den Hammerteich gelegt. Die Aufstellung des Hilfsträgers geschah mit leichten hölzernen Schwenkmasten von dem alten Überbau aus. Auf diesem Hilfsträger wurde die neue Brücke mit

Abb. 2.

Abb. 3.

Abb. 4.

Hilfe von zwei leichten Kabelbahnen, die in den Ebenen der neuen Hauptträger lagen, zusammengebaut (Abb. 2 u. 3).

Zur Auswechselung der beiden Überbauten standen $4^1/_2$ Stunden Betriebspause zur Verfügung. Der Arbeitsgang war folgender:

a) An zwei schweren Jochen auf den Stahlgerüstpfeilern wurde der alte Überbau mit vier Flaschenzügen senkrecht so hochgehoben, daß unter ihm

b) der neue Überbau von der Seite auf zwei Rollbahnen von seinem Baugerüst in die neue Lage gerollt und auf die Lager abgesetzt werden konnte.

c) Nach der Herstellung der Gleisverbindungen wurde jetzt der alte Überbau auf den neuen Überbau, und zwar auf vier ganz niedrige Bockrollenpaare, die auf den Schienen liefen, abgesetzt und

d) in der Mitte quer durchgeschnitten.

e) Die beiden Hälften wurden von zwei Lokomotiven an zwei zum Zerlegen und Verladen geeignete Plätze abgeschleppt (Abb. 2). Als Ganzes konnte der alte Überbau nicht abgeschleppt werden, weil vor und hinter der Baustelle tiefe Einschnitte mit starken Kurven waren.

Die Auswechselung ist ohne Unfall und planmäßig vor sich gegangen. Abb. 4 zeigt den neuen Überbau nach vollzogener Auswechselung.

Bei der Planung des Auswechselungsvorganges war vor allen Dingen der Bedarf an Gerüsten nach Möglichkeit einzuschränken, da dieselben wegen ihrer beträchtlichen Höhe schwer und teuer wurden. Aus diesem Grunde schied der übliche Vorgang aus, bei dem der alte Überbau seitlich auf ein besonderes Gerüst ausgerollt und der neue von seinem Baugerüst eingerollt wird. Außer dem Gerüst für den neuen Überbau wäre dann ein weiteres für das Ausrollen und Zerlegen des alten Überbaues nötig geworden. Man hätte allenfalls den alten angehobenen Überbau nach dem Einrollen des neuen an dessen Stelle auf das Baugerüst ablegen können, hätte dann aber den alten Überbau hier unter unbequemen Verhältnissen zerlegen und verladen müssen. Um dies zu vermeiden, wurden die beiden Hälften wie beschrieben abgeschleppt.

Entwurf und Ausführung erfolgte im Auftrage der Reichsbahndirektion Elberfeld durch die Brückenbauanstalt Johannes Dörnen, Dortmund-Derne.

Verschiedenes.

Änderung der Vorschriften für die Umgrenzung des lichten Raumes für Normalspurbahnen.[1])

Nachdem soeben noch in Heft 4 des „Stahlbau" eingangs der Betrachtungen über „Kanalbrücken im Wechsel der Verkehrsanforderungen" festgestellt werden konnte, daß die infolge wachsender Betriebslasten seitens der Reichsbahn gestellten brückenbautechnischen Aufgaben vom deutschen Stahlbrückenbau restlos und ohne erhebliche Schwierigkeiten gelöst sind, bietet sich im Bereich der genannten Verwaltung ein neues bemerkenswertes und unseres Erachtens recht folgenschweres Problem:

Zufolge der durch Verfügung der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft vom 7. März 1928 — 82 Nan. 2. — genehmigten „Vorläufigen Vorschriften für die Umgrenzung des lichten Raumes für Normalspurbahnen" soll „vom 1. Januar 1931 das Wagenbegrenzungsprofil der Transitwagen in einer Höhe von 430 bis 3245 mm über Schienenoberkante von 3100 mm auf 3150 mm verbreitert werden. Dies ist nur möglich, wenn die . . . festgelegten Maße für die Umgrenzung des lichten Raumes überall vorhanden sind."

Einschneidender noch als diese die Breite des Lichtraumprofils betreffende Änderung ist die in bezug auf die Lichthöhe eintretende, welche besonders bei den zu elektrifizierenden Bahnen ins Gewicht fallen dürfte: Nach Blatt 3 der genannten Vorschriften ist selbst für bestehende Brückenbauten, deren Umbau schwierig und besonders kostspielig wäre, für die Stromzuführung ein Aufsatz frei zu halten, dessen Oberkante 5250 mm über Schienenoberkante liegt. Gegenüber dem früheren Regellichtraum mit 4800 mm bedeutet das eine Erhöhung um 450 mm.

Man steht vor der Frage, ob dieses Maß wohl auch bei Massivbrücken ohne weiteres erreichbar ist, wenn von einer Tieferlegung der Gleise unter der Brücke Abstand genommen werden muß! Jedenfalls werden sich in solchen Fällen Schwierigkeiten ergeben, deren Überwindung geeignet scheint, den Eisenbahn- und Brückenbaufachmann vor bemerkenswerte Aufgaben zu stellen. Wir hoffen daher, über besonders gelungene Lösungen in dem einen oder anderen Fall an dieser Stelle berichten zu können.

[1]) Vergl. a. Kommerell: Neue Vorschriften für die Umgrenzung des lichten Raumes für deutsche Normalspurbahnen. „Die Bautechnik" 1928, Heft 18, 27 u. 29. (Auch als Sonderdruck herausgegeben.)

Fördertürme in Stahlbau. Unter Bezugnahme auf den in Heft 2 des „Stahlbau" erschienenen Aufsatz über den Gegenstand[1]) und als weiteren Beleg für die technischen Vorzüge wie die architektonischen Möglichkeiten des Stahles beim Bau von Fördertürmen geben wir nebenstehend einige Aufnahmen von Ausführungen der Carlshütte, Aktiengesellschaft für Eisengießerei und Maschinenbau in Waldenburg-Altwasser:

Abb. 1 zeigt einen bereits 1921/22 für den Kaiserin-Augusta-Schacht der Gewerkschaft Gottes Segen in Lugau im Erzgebirge gebauten 51 m hohen Förderturm mit obenliegender Maschine. Der Auftrag zur Ausführung in Stahl erfolgte in allerschärfstem Wettbewerb gegen den Eisenbeton zunächst aus dem Grunde, daß der Turm um eine vorhandene Förderanlage herum gebaut und deren Betrieb nicht gestört werden sollte. Weiterhin war bestimmend für die Wahl einer Stahlkonstruktion die Rücksicht auf den unsicheren Baugrund und nach Mitteilung der ausführenden Firma nicht zuletzt der Umstand, daß auch die Bauvorschrift sich von dieser Wahl eine einheitliche und befriedigende architektonische Wirkung versprach.

Das Gewicht der Konstruktion beträgt 484 t einschließlich Führungsgerüst und sämtlicher Zubehörteile, die Höhe bis zur Mitte der Ablenkscheibe ist 29 m, diejenige bis Mitte Koepescheibe 35,6 m, die Teufe 560 m. Die Berechnung erfolgte für einen dreietagigen Förderkorb mit je zwei Wagen und einer Gesamtbruchlast von 204 000 kg, eine Bruchbelastung von 50 000 kg der Nebenförderung und einer Windkraft von 150 bis 200 kg/m².

Der Turm ist für Doppelförderung über einen Doppeltrum - Hauptschacht mit danebenliegendem ebensolchem Hilfsschacht errichtet und besteht aus einem unteren und einem oberen Teil sowie dem darüber liegenden Maschinenhaus. Er hat eine Grundfläche von 15,5 × 16,2 m,

Abb. 1. Förderturm für den Kaiserin-Augusta-Schacht in Lugau, Erzgebirge.

[1]) P. Walter, „Fördergerüstneubau Kaiser-Wilhelm-Schacht der Hohenzollerngrube" „Der Stahlbau" Heft 2.

Abb. 2. Förderturm für den Mauve-Schacht in Rybnik, O.-S.

das Maschinenhaus eine solche von 13,28×15,6 m. Die Eckpfosten bestehen aus 4×4 Winkeleisen in je 1,8 m Abstand. Die Winden des unteren Turmteils sind als dreistöckige Rahmen ausgebildet, $^1/_2$ Stein stark ausgemauert und von großen Fensterflächen durchbrochen. Das Dach ist mit Kupferblech abgedeckt. In einem Eckpfosten führt ein elektrisch betriebener Aufzug bis zum Maschinenhaus-Fußboden, im Maschinenhaus läuft ein 20-t-Kran von 12 m Spannweite und 40 m Hub.

Die Lieferzeit betrug etwa sechs Monate, die Montage erforderte mit Rücksicht auf den nicht zu unterbrechenden Betrieb besondere Sorgfalt.

Abb. 2 stellt einen Förderturm mit obenliegender Maschine und Schachtgebäude dar, ausgeführt für den Mauve-Schacht der Rybniker Steinkohlengewerkschaft Emma-Grube in Oberschlesien, berechnet für einen zweietagigen Förderkorb mit zwei Wagen und einer Seilbruchlast von 153 600 kg. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion einschließlich Schachtgebäude und Führungsgerüst beträgt 510 t, die Höhe bis Mitte der Ablenkscheibe 24,4 m, diejenige bis Mitte Koepescheibe 29,4 m, die volle Turmhöhe bis zur Dachspitze 39,5 m, die Teufe 450 m.

Der Turm hat eine Grundfläche von 17 × 10,8 m, das Maschinenhaus eine solche von 12,3 × 10 m. Die Eckpfosten bestehen, wie bei dem vorher beschriebenen Förderturm, aus 4×4 Winkeleisen in je 1,8 m Abstand; in einem Pfosten führt ein elektrischer Aufzug bis zum Fußboden des Maschinenhauses. In diesem läuft über die Maschine ein Kran von 14 t Tragkraft.

Abb. 3 zeigt den 53,5 m hohen Förderturm mit obenliegender Maschine für den Deutschland-Schacht der Gewerkschaft Deutschland im Erzgebirge, berechnet für einen sechsetagigen Förderkorb mit je einem Wagen und einer Seilbruchlast von 215 000 kg. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion einschließlich Führungsgerüst ist 395 t, die Höhe bis Mitte Ablenkscheibe 28,5 m, bis Mitte Koepescheibe 36 m.

Die Grundfläche des Turmes beträgt 13,1 × 16,2 m, diejenige des Maschinenhauses 12,9 × 14,6 m. Pfostenausbildung und Aufzug wie vorher, Tragfähigkeit des Kranes im Maschinenhaus 20 t, Montagedauer etwa vier Monate.

Abb. 3. Förderturm für den Deutschland-Schacht der Gewerkschaft Deutschland, Erzgebirge.

Die seit langem stark umstrittene Frage der Versicherungspflicht der Vorzeichner im Sinne des § 1 Abs. 1 Nr. 2 des Angestelltenversicherungsgesetzes ist für die Stahlbau-Industrie insofern von großer Bedeutung, als damit eine Erhöhung der sozialen Lasten bedingt ist, die gleichbedeutend ist mit einer Einschränkung der Konkurrenzfähigkeit gegenüber anderen Bauweisen und auf dem Auslandsmarkt.

Während die Vorzeichner und deren Verbände die Angestelltenversicherungspflicht als gegeben annehmen, lehnen die Arbeitgeber die Angestellteneigenschaft der Vorzeichner ab.

Welche Stellung hat nun die Reichsversicherungsanstalt gegenüber den widerstreitenden Meinungen der Beteiligten eingenommen?

Ursprünglich wurde hier die Auffassung vertreten, daß die Vorzeichner in ihrer Gesamtheit der Versicherungspflicht unterliegen, und auch das Oberschiedsgericht für Angestelltenversicherung hatte in zwei grundsätzlichen Entscheidungen vom 10. November 1916 — P 190/15 — und vom 25. Mai 1917 — P 24/17 — die Vorzeichner ganz allgemein für angestelltenversicherungspflichtig erklärt. In einer großen Zahl von 1918 an anhängig gemachten Streitverfahren hat die Stahlbau-Industrie nun versucht, diese Entscheidungen an Hand der in der Praxis herrschenden Arbeitsverhältnisse nachzuprüfen. Es wurde vor allem auf die Tätigkeit der Vorzeichner als auf ein für die Klärung der Frage ausschlaggebendes Moment hingewiesen. Hiernach sei zu unterscheiden zwischen Vorzeichnern, die nach dem sogenannten Skizzensystem arbeiten und solchen, die nach dem sogenannten Werkstattsystem arbeiten. Zu den Obliegenheiten der ersteren gehört es, Werkstattskizzen und Schablonen selbst zu fertigen und die dazu notwendigen Maßberechnungen selbst vorzunehmen. Dazu gehört u. a. auch die nicht immer ganz einfache Ermittlung der Schrägen und die werkstattgemäße Darstellung räumlicher Anschlüsse sowie die Abwicklung komplizierter Flächen u. a. m. Zu diesen Verrichtungen sind z. T. Maßberechnungen und zeichnerische Hilfskonstruktionen erforderlich, die ein wesentlich höheres Maß von Kenntnissen und Erfahrungen voraussetzen, als es von einem Durchschnittsvorzeichner verlangt wird. Diese Gruppe der Vorzeichner könnte also als angestelltenversicherungspflichtig angesehen werden. Die Mehrzahl der Vorzeichner jedoch arbeitet nach dem sogenannten Werkstattsystem. Hier besteht die Tätigkeit der Vorzeichner im großen und ganzen in der Übertragung der vom technischen Bureau erhaltenen mit genauen Maßen versehenen Zeichnungen auf das Werkstück, bei mehrfach vorkommenden gleichen Stücken auch in der Anfertigung von Schablonen aus Holz oder Stahlblech. Die Tätigkeit der Werkstatt-Vorzeichner muß also als eine überwiegend mechanische gewertet werden. Sie können also nicht als Angestellte im Sinne des Angestelltenversicherungsgesetzes angesehen werden. Da in den angeführten Entscheidungen nun der Grundsatz ausgesprochen war, daß, soweit abgegrenzte Berufsgruppen in Frage stehen, die Versicherungspflicht nicht wegen geringer Verschiedenheiten in der technischen Art der Arbeit der einzelnen Beteiligten beurteilt werden könnte und da nach statistischen Feststellungen ungefähr $^9/_{10}$ der Vorzeichner nach dem Werkstattsystem arbeiten, muß ganz allgemein ihre Versicherungspflicht abgelehnt werden.

Die im November und Dezember 1922 ergangenen Entscheidungen des Oberschiedsgerichts haben eine Annäherung an diesen Standpunkt der Stahlbau-Industrie insofern gebracht, als grundsätzlich entschieden wurde, daß die nach dem Skizzensystem arbeitenden Vorzeichner versicherungspflichtig, die nach dem sogenannten Werkstattsystem arbeitenden nicht versicherungspflichtig sind. Der Standpunkt, nach dem die Vorzeichner als streng abgegrenzte Berufsgruppe anzusehen und einheitlich zu beurteilen sind, ist damit von dem Oberschiedsgericht verlassen worden. Die strittige Frage war also insofern geklärt, als die Bezeichnung „Vorzeichner“ noch keineswegs ohne weiteres einen Anspruch auf Behandlung nach dem Versicherungsgesetz für Angestellte ergibt, sondern daß einzig und allein die Art der Beschäftigung maßgebend ist. Für die Zukunft waren damit immerhin gewisse Richtlinien gegeben.

Durch die Verordnung des Reichsarbeitsministers v. 8. 3. 1924 über die „Bestimmung von Berufsgruppen der Angestelltenversicherung“ (R. G. Bl. 1924, Teil I, S. 274 u. f.) wurde jedoch die Frage von neuem akut. In der angeführten Verordnung heißt es im Absatz IV, 2: Zu den Angestellten im Sinne des § 1, Absatz I, Nr. 2 gehören insbesondere in der Metallindustrie Zeichner, Vorzeichner (nicht Ankörner) usw.

Das Direktorium der Reichsversicherungsanstalt erblickt hierin eine Rückkehr zur ursprünglichen Rechtsprechung des Oberschiedsgerichts, nach der auch die nach dem Werkstattsystem arbeitenden Vorzeichner versicherungspflichtig sind.

Die Richtigkeit der Auffassung der Reichsversicherungsanstalt wird seitens der Stahlbau-Industrie bestritten, und zwar wird geltend gemacht, daß es nicht im Sinne der Verordnung über die Bezeichnung der Berufsgruppen gelegen haben kann, die durch die Rechtsprechung des Oberschiedsgerichts geschaffene Rechtsgrundlage zu beseitigen, sondern im Gegenteil, wie es im Sinne einer jeden Rechtsentwicklung gelegen ist, auf ihr aufzubauen. Begründet wird diese Auffassung mit dem Hinweis, daß der Entwurf der Verordnung bei dem Erlaß der Entscheidungen des Oberschiedsgerichts vom Jahre 1922 vorgelegen hat und zur Unterscheidung zwischen Skizzensystem- und Werkstattsystem-Vorzeichner beigetragen hat. In dem Zusatz („nicht Ankörner“) ist so auch ein Hinweis auf die nach dem Werkstattsystem arbeitenden Vorzeichner zu erblicken.

In einer ganzen Reihe von neuerlich gefällten Entscheidungen der Spruchbehörden der Reichsversicherungsanstalt [1]) ist auch entgegen dem

[1]) Entscheidung des Oberversicherungsamtes Dortmund v. 25. 1. 1924; Entscheidung des Versicherungsamtes Köln-Stadt A. V. I, St v. 11. 4. 1925; Versicherungsamt Berlin — Beschluß v. 4. 3. 1927.

Abb. 1. Neubau der I. G. Farbenindustrie, Ludwigshafen.

Abb. 2. Kohlenmischturm der Rheinischen Stahlwerke, Duisburg-Meiderich.

Standpunkt der Reichsversicherungsanstalt entschieden worden, trotzdem glaubt das Direktorium der Reichsversicherungsanstalt seine entgegengesetzte Auffassung beibehalten zu müssen.

Demgegenüber vertritt die Stahlbau-Industrie eindeutig die Meinung, daß durch die Verordnung des Reicharbeitsministers durchaus nicht eine Änderung der Rechtsgrundlage eingetreten ist, sondern daß vielmehr darin eine Bestätigung der grundsätzlichen Entscheidungen des Oberschiedsgerichts zu erblicken ist. Nach wie vor wird also nur bei den Skizzensystem-Vorzeichnern die Versicherungspflicht anerkannt, während alle darüber hinaus gehenden Ansprüche abzulehnen sind.

Zusammfassend kann festgestellt werden, daß die Auffassung der Stahlbau-Industrie in immer steigendem Maße sich durchgesetzt hat.

Vom Standpunkt des Stahlbaues aus ist dies nur zu begrüßen, da die Vorbelastung mit Werkstattarbeiten, wozu ja auch der auf die Werkstattarbeiten entfallende Teil der sozialen Belastung gerechnet werden muß, hier im Verhältnis zu anderen Bauweisen eine ungemein hohe ist. Eine Ersparnis in dieser Beziehung ist also durchaus geboten.

Stützenprofile für den Stahlskelett-Wohnungsbau. Im Zusammenhang mit den Arbeiten der Reichsforschungsgesellschaft für Wirtschaftlichkeit im Bau- und Wohnungswesen e. V. hat sich auf Veranlassung des Stahlwerks-Verbandes ein besonderer Unterausschuß gebildet, welcher in mehreren Sitzungen die für den Bau von Stahlhäusern und Stahlskeletthäusern in Betracht kommenden Fragen behandelt.

Für die Wirtschaftlichkeit des Stahlskelettbaues sind besonders geeignete, kleine Profile von ausschlaggebender Bedeutung: In einer am 24. Mai d. J. beim Verein Deutscher Eisenhüttenleute erfolgten Aussprache wurden von den vorgeschlagenen Profilen die in nebenstehender Abbildung dargestellten als besonders geeignet ausgewählt. Aus der beigefügten Tafel sind sämtliche zugehörigen statischen Werte zu entnehmen.

Es besteht die Absicht, diesen Vorschlag auch der Deutschen Normalprofil-Kommission zur Genehmigung vorzulegen.

	Profilbezeichnung	Abmessungen in mm							F	G	Für die Knickachse						Knickwert	
											$x-x$			$y-y$				
		h	b	d	t	r	r_1	r_2			J_x	W_x	i_x	J_y	W_y	i_y	k	e
									cm^2	kg/m	cm^4	cm^3	cm	cm^4	cm^3	cm		cm
1	I 100 · 85	100	85	7	9	7	4,5	—	20,8	16,4	343	68,7	4,01	75,1	17,7	1,90	5,78	—
2	I 100 · 100	100	100	7,5	10,25	10	3	1,5	26,8	21,0	447	89,4	4,09	151	30,1	2,37	4,75	—
3	I 120 · 120	120	120	8	11	11	3	1,5	34,6	27,2	852	142	4,96	276	46,0	2,82	4,34	—
4	⊏105 · 65	105	65	8	8	8	4	—	17,3	13,6	287	54,7	4,07	61,2	13,2	1,88	4,88	1,88

Industriebauten in Stahl der Friedrich-Alfred-Hütte. Als einen Beweis, daß auch in Deutschland die Erkenntnis der Überlegenheit des Stahls für die mannigfachen Aufgaben des Industriebaus sich an maßgebender Stelle durchsetzt, bringen wir in den nebenstehenden Abbildungen zwei Aufnahmen von Ausführungen der Friedrich-Alfred-Hütte, Friedrich Krupp A.-G. in Rheinhausen. Der in Abb. 1 dargestellte Bau „Lu 615" der I. G. Farbenindustrie in Ludwigshafen hat eine Gesamtlänge von 102 m (17 Felder je 6 m) bei 32 m Breite und etwa 35 m Gesamthöhe. Die einzelnen sechs Stockwerke sind verschieden hoch nach Maßgabe der Erfordernisse des Betriebes, eines der Stockwerke ist durch einen Zwischenstock unterteilt. Das gesamte Gewicht der Eisenkonstruktion beträgt etwa 3000 t. Der Zusammenbau vollzog sich sehr schnell mittels eines großen fahrbahren Derrick-Auslegerkranes; die Ausmauerung der Wände geschah in Ziegelmauerwerk.

Abb. 2 führt in das Gebiet des Bergbaues und zeigt eine Kohlenmischanlage für die Rheinischen Stahlwerke in Dortmund. Hier spielt infolge der Bergsenkung die Standfestigkeit des Baues eine besonders wichtige Rolle und der Stahlbau ist auf Grund seiner besonderen Eigenschaften ganz besonders in der Lage, sich Bodensenkungen und Bodenbewegungen anzupassen.

Die Gesamthöhe der Anlage beträgt etwa 25 m bei rd. 11 m Breite und 55 m Länge. Außer dem großen Bunker sind noch 20 kleinere Bunker in zwei Reihen zu je 10 vorhanden. Das Gewicht der Stahlkonstruktion beträgt rd. 800 t; die Wände des Gebäudes sind, soweit sie nicht frei bleiben, 1/2 Stein stark ausgemauert. Im vorderen Teil des Mischturmes sind die Antriebsmaschinen und Schaltanlagen sowie die Kohlenzerkleinerungsmaschinen untergebracht. Die drei hierfür in Fragekommenden Bühnen sind für eine Belastung von 2500 kg/m² berechnet und durch bequeme Treppen miteinander verbunden.

Berichtigung.

In meinem Aufsatz „Sägedach-Stahlbau von 12 600 m² Grundfläche" in Heft 4 der Zeitschrift „Der Stahlbau" Jahrgang 1828, ist insofern ein Irrtum unterlaufen, als die Eindeckung der Oberlichter nicht mit kittlosen Sprossen üblicher Bauart erfolgte, sondern mit Eisenbetonsprossen, die säurefest präpariert sind und auf welchen das Drahtglas in Bleiweißkitt verlegt ist.

R. Müller.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

# DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des ersten Jahrganges „Der Stahlbau" 7,50 R.-M. und Postgeld

1. Jahrgang | BERLIN, 13. Juli 1928 | Heft 8

15 Jahre Flugzeughallenbau.

Ein Gebiet, das seit dem Beginn seiner Entwicklung in erster Linie dem Stahlbau vorbehalten blieb, ist der Bau der Flugzeughallen. Sogleich nach Durchbildung der ersten brauchbaren Flugzeugtypen ging die deutsche Heeresverwaltung an die Einführung der Luftwaffe und mußte demzufolge auch für Schaffung entsprechender Unterbringungsmöglichkeiten für die sperrigen und empfindlichen Flugzeuge Sorge tragen. Obwohl es sich im Anfang der Entwicklung nur um Flugmaschinen kleinerer Abmessungen handelte, griff man doch von vornherein im Hinblick auf die ins Auge springenden Vorteile zum Bau stählerner Hallen. Bestimmend hierfür war neben der Wirtschaftlichkeit die Möglichkeit leichterer Gründung und schnellerer Bauausführung, die Unentflammbarkeit des Tragwerkes sowie die gute Anpassungsfähigkeit des Stahls an die vorliegende Bauaufgabe überhaupt.

Abb. 1a. Flugzeughalle in Devau bei Königsberg i. Pr. (Außenansicht der Torseite.)

Abb. 1b. Flugzeughalle in Devau bei Königsberg i. Pr. (Binder mit Oberlicht.)

Eine zu Beginn dieser Entwicklung im Jahre 1913 ausgeführte Hallenanlage ist die Fliegerstation Devau bei Königsberg i. Pr. Es handelt sich hier um eine Flugzeughalle (Abb. 1) von rd. 126 m Länge, rd. 21 m Tiefe und 4,7 m lichter Torhöhe. In Abständen von 20,8 m sind als Zweigelenkrahmen ausgebildete Hauptbinder vorgesehen, zwischen denen sich die Torträger und vier Reihen zu diesen parallel laufender Fachwerkpfetten spannen. Reichlich angeordnete Dach- und Wandverbände sorgen für die Aussteifung des Tragwerkes. Die Dacheindeckung besteht aus Pappe auf Holzschalung. Auch die Torschürze ist in dieser Weise verkleidet. Die Belichtung erfolgt durch Walmoberlichter von insgesamt 108 m² Grundfläche und Fenster an der Hallenrückwand von 37 m² Gesamtfläche, beträgt also nur 5,5 % der Hallengrundfläche, d. h. verhältnismäßig wenig. Für die Beheizung der Halle sind fünf Öfen nach dem System „Kori" vorgesehen, die von außen angebauten massiven Heizkammern her beschickt werden. Die Tore sind zweiteilige Klappschiebetore nach System „Bertram", die also jeweils eine 21 m weite Öffnung schließen und sich beim Öffnen je zur Hälfte neben die Hauptbinderpfosten zusammenklappen bezw. -schieben lassen. Um bei geschlossenen Toren die Halle auch von etwa sich am Boden sammelnden schädlichen Gasen entlüften zu können, sind die Frontstützen der Binder mit einem Kastenquerschnitt ausgebildet, über Dach geführt und hier mit einer Lüftungshaube abgeschlossen, so daß sie als Dunstschlote wirken können. Die Wände bestehen aus Stahlfachwerk mit ½ Stein starker Ausmauerung. Das Gewicht der gesamten Stahlkonstruktion der Halle beträgt rd. 100 t.

Abb. 2. Werkstattgebäude auf Flugplatz Devau bei Königsberg i. Pr. a) Vorderansicht mit Falttoren. b) Binder.

Gleichzeitig wurde das auf Abb. 2 dargestellte Werkstattgebäude errichtet, das durch sechs Binder überdacht ist, die sich vorn auf den Torträger stützen und Walzträgerpfetten tragen. Das Konstruktionsgewicht beläuft sich auf rd. 30 t. Die rechts und links von der eigentlichen Werkstatthalle befindlichen Flügelbauten sind massiv ausgebildet, die Tore sind wie bei der Flughalle als Klappschiebe-

Abb. 3a. Grundriß.

Abb. 3b. Torbinder. Abb. 3c. Hauptbinder.

Abb. 3a bis c. Flugzeughallen in Schneidemühl.

tore nach System „Bertram" gebaut. — Die Ausführung beider Hallen erfolgte im Auftrage des Militärneubauamtes I in Königsberg i. Pr. durch die Eisenbauanstalt J. Gollnow & Sohn, Stettin.

Eine wesentlich umfangreichere Anlage wurde im Jahre 1914/15 von dem gleichen Werk in Schneidemühl erstellt. Hier handelte es sich um drei Flugzeughallen von je 195 m Länge, 21 m Tiefe, 21 m Torweite von Mitte zu Mitte Torständer und 4,7 m lichter Torhöhe (Abb. 3). Die in 21 m Abstand angeordneten Hauptbinder sind als einhüftige Dreigelenkbogen ausgebildet und tragen vorn die Torträger, welche ihrerseits den in 5,25 m Abstand vorgesehenen Zwischenbindern als Auflager dienen. Walzträgerpfetten tragen die aus Kassettenplatten der Firma Remy bestehende Dacheindeckung.

Abb. 4. Flugzeughallen Schneidemühl. (Außenansicht einer Halle.)

Abb. 5. Flugzeughallen Schneidemühl. (Innenansicht einer Halle.)

Die Torschürzen sind mit Holz verschalt. Die Belichtung erfolgt durch große Raupenoberlichter von 340 m² Gesamtgrundfläche und durch 105 m² Fensterfläche in der Rückwand. Sie beträgt mithin insgesamt 10 % der Hallengrundfläche. Die Tore bestehen aus Klappschiebetoren nach System „Wolf", die Wände aus massivem Mauerwerk. Das Gewicht der Konstruktion der drei Hallen beläuft sich auf rd. 530 t[1]). Abb. 4 u. 5 zeigen die fertiggestellten Hallen in der Außen- und Innenansicht. Auch für diese Anlage wurde ein Werkstattgebäude ähnlich demjenigen in Königsberg errichtet.

Es ist natürlich, daß bald auch die andern Bauweisen, Eisenbeton und Holz, sich um diese so große Möglichkeiten bietende Aufgabe bemühten, ohne jedoch nach Lage der Dinge sich weiter Eingang in dieses Gebiet verschaffen zu können. Nur vereinzelte Hallen wurden in diesen Bauweisen errichtet. Während des Weltkrieges befaßte sich dann der Bauausschuß für Fliegerstationen mit einer Normung und Typisierung der Militärflugzeughallen und Werfthallen in Stahlkonstruktion. Im einzelnen soll hierauf nicht näher eingegangen werden, erwähnt sei nur, daß die Flugzeughallen sich aus ähnlichen Elementen wie die Schneidemühler Hallen zusammensetzten, nämlich aus Feldern von 22,08 m Länge und 22,20 m Tiefe bei 4,7 m lichter Torhöhe. Drei dieser Elemente waren jeweils zu einer Halle von rd. 66 m Länge zusammengefaßt. Die Belichtung erfolgte durch ein durchgehendes Mansardenoberlicht in der Rückwand und eine senkrechte Glasschürze vor dem Torträger.

[1]) Nach dem gleichen System wurden von dem genannten Werk zwei weitere Hallen für eine Fliegerschule bei Berlin errichtet.

Abb. 6b. Flugzeughalle Plauen. (Schnitte durch die Binder.)

Das Bestreben, den Hallen den schuppenartigen Charakter zu nehmen und die äußere Erscheinungsform gefälliger zu gestalten, zeitigte noch andere Formen, von denen als Beispiel die im Auftrage der Bauleitung der Fliegerstation Plauen i. V. von mehreren Eisenbauanstalten[2]) errichteten Hallen erwähnt seien. Abb. 6 zeigt die Gesamtanordnung einer solchen im Jahre 1918 erbauten Halle. Sie besteht aus vier Hauptelementen von 22,08 m Länge und 22,13 m Tiefe bei einer Gesamtlänge von 88,18 m und einer lichten Torhöhe von 4,7 m. Die Hauptbinder sind ebenfalls einhüftige Dreigelenkbinder, haben jedoch in der Mitte ihre größte Höhe und an Vorder- und Rückseite Mansarden. Letztere sind teilweise als Oberlichter ausgebildet. Die Grundfläche dieser beträgt rd. 140 m², die Fensterfläche in Giebel- und Rückwand 120 m², die Lichtfläche zusammen also rd. $13^1/_2$ % der Hallengrundfläche. Die Eindeckung besteht aus Zomaksteinen. Als Tore wurden Falttore nach System „Kelle & Hildebrand" verwandt. Die Wände sind massiv ausgebildet, jedoch für die Binderauflagerung eiserne Stützen in die Rückwände gestellt. Das Gewicht der Stahlkonstruktion für die Halle beläuft sich auf rd. 107 t.

Bald setzte die Erkenntnis ein, daß die Entwicklung des Flugzeuges nach größeren Ausmaßen hindrängte, insbesondere nach der Form der Zwei- und Dreidecker, weshalb man bereits an einzelnen Stellen zum Bau von Groß-Flugzeughallen überging. Ein Beispiel dieser Art ist die im Jahre 1917 von J. Gollnow & Sohn, Stettin, im Auftrage vom Luftschiffbau Schütte-Lanz in Zeesen bei Königswusterhausen (Mark) erbaute Halle von 60 m Tiefe, 56 m Breite und 15 m lichter Torhöhe. Das stählerne Tragwerk (Abb. 7) besteht aus Fachwerkbindern, die beiderseits auf unten eingespannten Stützen ruhen, welch letztere um ein Feld in die Halle hineinkragen. An dem Punkt *a* sind die Untergurtstäbe mit Langlöchern angeschlossen, so daß das System nur einfach statisch unbestimmt ist. Die Binder tragen Walzträgerpfetten und diese die Dachhaut aus Pappe auf Holzschalung. Die Wände sind in Stahlfachwerk ausgeführt, die Giebelschürze ist mit Holz verschalt. Oberlichter sind an den Mansarden und am First vorgesehen mit einer Grundfläche von 1850 m², Fenster in der Giebel- und an den Längswänden von insgesamt 630 m², so daß die Lichtfläche rd. 75 % der Hallengrundfläche beträgt. Das Tor besteht aus insgesamt acht Scheiben System „Hirsch", deren jede aus einem räumlichen Fachwerk gebildet ist und auf einem zweirädrigen Fahrgestell läuft, während sie oben durch horizontale Rollen geführt ist. Die Torverkleidung besteht aus Holz. Zum Antrieb dienen ortsfest aufgestellte Winden, die die Scheiben mittels Drahtseilzug in Bewegung setzen. Abb. 8 zeigt das Gerippe der Torscheiben mit ihren unteren Laufrollen, das Gesamtgewicht der Konstruktion beläuft sich auf rd. 420 t. Infolge des gewählten Bindersystems gestaltete sich die Montage verhältnismäßig einfach. Die am Boden zusammengebauten Stützen wurden mittels Standbaum hochgerichtet

[2]) Darunter auch J. Gollnow & Sohn, Stettin.

1. Torseite. 2. Hauptträger. 3. Rückwand.

Abb. 6a. Flugzeughalle Plauen.

Abb. 7. Halle für Großkampfflugzeuge in Zeesen. (Bindersystem und Grundriß.)

Abb. 10. Flugzeughalle auf dem Flughafen Stettin. (Torträger, Vorderansicht.)

Abb. 11. Flugzeughalle auf dem Flughafen Stettin. (Binderquerschnitt.)

Abb. 12. Flugzeughalle auf dem Flughafen Stettin. (Blick in die geöffnete Halle.)

und durch ihre kräftige Verankerung sofort festgestellt. Alsdann wurde jeweils der Binder mittels zweier Standbäume hochgezogen. Abb. 9 zeigt links eine bereits aufgestellte, rechts eine noch im Aufrichten begriffene Stütze und in der Mitte den bereits zusammengebauten und zum Hochziehen angeschlagenen Binder.

Nach Beendigung des Krieges trat zunächst nicht nur ein völliger Stillstand im Bau von Flugzeughallen ein, sondern es mußte im Rahmen der Demobilisierung sogar vielfach ihr Abbruch erfolgen. Hier zeigte sich in hervorragendstem Maße der große Vorzug der Wiederverwendungsmöglichkeit von Stahlbaukonstruktionen an anderer Stelle und für andere Zwecke. In großem Ausmaße wurden die Hallen andernorts als Werkstattgebäude wieder aufgerichtet, teilweise auch als Seitenhallen für größere Werkstatthallen benutzt, in die dann das Mittelschiff aus Neumaterial hineingebaut wurde. Dieser Vorteil der leichten Abbruchs- und Wiederverwendungsmöglichkeit unter ganz anders gearteten Verhältnissen, der in dieser Hinsicht dem Stahlbau eine so außerordentliche Überlegenheit gegenüber dem Eisenbetonbau gewährt[3]), trat während der Demobilmachungszeit übrigens nicht nur bei den Flugzeughallen, sondern auch bei der Umstellung der chemischen Industrie auf die Friedenserfordernisse in weitem Umfange in die Erscheinung. Bei Eisenbetonkonstruktionen wäre nicht nur eine Wiederverwendungsmöglichkeit an anderen Stellen vollkommen ausgeschlossen,

[3]) Vergl. hierzu u. a. „Stahlbau", Heft 4, S. 48: Desch, Die Landbaumotorenhalle der Firma Lanz in Mannheim.

Abb. 8. Halle für Großkampfflugzeuge in Zeesen. (Innenaufnahme mit Ansicht des Gerippes der Torscheiben.)

Abb. 9. Halle für Großkampfflugzeuge in Zeesen. (Zusammenbau der Binder.)

Abb. 13a. Vorderansicht mit geschlossenen Toren.

Abb. 13b. Querschnitt.

Abb. 13a u. b. Rautenförmiger Frontträger mit Oberlichtern für Flughallen nach Entwurf J. Gollnow & Sohn, Stettin (D. R. G. M.).

sondern der Abbruch auch noch mit erheblichen Kosten und Schwierigkeiten verknüpft gewesen.

Eine Neubelebung erfuhr der Flugzeughallenbau dann durch die schnelle Ausbreitung des Verkehrsfluges. Naturgemäß konnte hier das Ausland leider vorangehen. Bald folgten jedoch die Neubauten auf den deutschen Verkehrsflugplätzen. Als ein Beispiel der letzten Zeit sei hier die im vergangenen Jahre errichtete Flugzeughalle auf dem Flugplatz Stettin angeführt (Abb. 10 bis 12). Die eigentliche Halle weist nach dem Entwurf der Flughafen Stettin G. m. b. H. eine Breite von 52,64 m bei einer Tiefe von 36,95 m und einer lichten Torhöhe von 9 m auf. Sie wird überdacht von einem Torträger von 52,64 m Stützweite, auf dem sich in 6,58 m Entfernung angeordnete Fachwerkträger stützen. Die Belichtung erfolgt durch Oberlichtfenster, welche an beiden Giebeln, sowie an Front- und Rückwand entlanglaufen. Seitlich der Halle sind Bureauräume in massiven Anbauten vorgesehen, an der Rückwand Werkstatträume. Diese Werkstatthallen sind teils durch gewöhnliche Fachwerksbinder, teils durch Zweigelenkrahmenbinder überdacht. Die letzteren übertragen den gesamten Winddruck der Front- bezw. Rückwand auf die Fundamente. In der Haupthalle sind in der Bindergrundebene zwei Laufkatzenträger parallel zum Torträger angeordnet. In den Werkstattanbauten ist eine Kranbahn für einen 5 t Laufkran vorgesehen. Die Eindeckung der Halle besteht aus Bimsbetonkassettenplatten der Firma Remy mit einer Papplage und einer daraufliegenden Ruberoidlage. Die Gesamtwirkung der Halle ist durch Verblendung der massiven Wandteile bezw. Ausmauerung der Fachwerkwände mit Ullersdorfer Klinkern wirkungsvoll gestaltet. In gleicher Weise wirkt der farbige Anstrich der Stahlkonstruktion, der außen in hellgrün und innen in hellblau gehalten ist. Das Tor besteht nach dem System „Breest" aus acht holzgeschalten Scheiben und wird mittels Drahtzug auf elektrischem Wege bewegt[4]). Die Ausführung der Stahlkonstruktion sowie aller Nebenarbeiten erfolgte im Auftrage der Flughafen Stettin G. m. b. H. durch die Firma J. Gollnow & Sohn in Stettin. Abb. 12 gibt einen Blick in die geöffnete Halle. Der Gesamteindruck der Halle leidet einstweilen noch darunter, daß zurzeit nur die eine Hälfte ausgeführt ist, wodurch sich insbesondere die unsymmetrische Toranlage erklärt.

Um den großen zwischen den Fachwerkbindern sich ergebenden Luftraum von im Mittel 5 m Höhe nicht als toten Raum mit beheizen zu müssen, hat man besondere Pfetten vorgesehen, welche es gestatten, bis 5 m unter Dach eine Segeltuchfläche zu spannen, die rings herum schräg hochgezogen ist, um den Lichteinfall nicht zu behindern.

In weiterer Fortführung dieses Gedankens, nämlich möglichst an totem Heizraum zu sparen, hatte die Firma J. Gollnow & Sohn einen Gegenvorschlag nach Abb. 13 vorgelegt. Dieser sieht als Frontträger einen außen liegenden Rautenträger vor, an den vier Raupenoberlichter angebaut sind, in deren schrägen Flächen die Binder liegen. Um die Abkühlung an den Dachflächen möglichst zu vermeiden, sollte unter die Pfetten eine Rabitzdecke gespannt werden und die Oberlichter mit einer Glasstaubdecke versehen werden. Die schräg liegenden Binder waren als Fachwerkbinder mit gemeinsamem Obergurt vorgesehen und durch Horizontalverbände in der Pfettenebene zu einem starren Tragwerk verbunden.[5]) Die Knicksicherheit des Obergurtes des Frontträgers kann bei dieser Anordnung ähnlich wie bei einer Trogbrücke durch die Biegungsfestigkeit der Diagonalen erzielt werden, welche an die vorerwähnten Binder fest angeschlossen sind. Der eben erwähnte Entwurf ergab eine Luftraumersparnis von über 25% und eine Ersparnis der Heizungskosten von rund 2000 R.-M./Jahr, d. h. kapitalisiert 25 000 R.-M. Als ein weiterer Vorteil desselben können erwähnt werden die günstigere Beleuchtung infolge der gleichmäßigeren Verteilung der Oberlichter über die Grundfläche, die Ersparnis an Massen der Wände und der Dacheindeckung, die geringere Höhe der Windangriffsflächen (nur etwa 75%) und die dadurch bedingte Gewichtsersparnis an der Stahlkonstruktion, die völlige Freihaltung des nutzbaren Hallenraumes und damit die vom architektonischen Standpunkte wesentlich günstigere Innenansicht.

Eine Anwendung dieses Systems für den Stettiner Neubau kam leider nicht in Frage, da eine Änderung des bereits für Stettin aufgestellten Entwurfes aus zeitlichen Gründen nicht mehr möglich war.

Wie bemerkt, ist die Stettiner Halle für eine Erweiterung nach einer Seite vorgesehen, und es bleibt zu hoffen, daß das Flugwesen der Grenzmark Pommern sich so hebt, daß diese Absicht später verwirklicht werden kann.

[4]) Vergl. „Stahlbau" Heft 7, S. 78: Schmuckler, Neuere Hallenbauten.

[5]) Die Konstruktion ist durch D.R.G.M. der Firma J. Gollnow & Sohn geschützt.

Über die Beseitigung von Brückenengen auf den Berliner Wasserstraßen.

(Erneuerung der Brücken mit Stahlüberbau.)

Von Regierungs- und -Baurat Dr.-Ing. Herbst, Berlin.

Bei der Anlage neuer bezw. bei dem Ausbau bestehender Wasserstraßen, deren Verkehr für Gütertransport neben Eisenbahn und Lastauto zu erhalten und zu fördern eine ernste Aufgabe der Volkswirtschaft ist, war es von jeher geboten, — neben den anderen Maßnahmen — auch unter den die Wasserstraße kreuzenden Brücken den nötigen Bewegungsraum für die Schiffahrt frei zu halten.

Denn wie jedem Verkehrsfahrzeug muß auch dem Schiff für eine ungehemmte Bewegung die Sicherheit und Freiheit der Fahrt möglichst zu jeder Zeit, schon mit Rücksicht auf das Überholen und Begegnen anderer Schiffsgefäße, soweit wie irgend möglich erhalten und dauernd verbessert werden. Was den Verkehrsmitteln auf Schienenweg und Landstraße im Interesse eines produktiven Güter- und Personenverkehrs zugestanden wird, darf auch der Schiffahrt nicht vorenthalten werden, die an der Beförderung von Massen- und Stückgütern auf Flüssen und Kanälen wie zur See einen besonders großen Anteil hat und trotz des Wettbewerbs von Eisenbahn und Automobil auch in Zukunft ein sehr wichtiges, unentbehrliches Transportgewerbe bleiben wird.

Gerade der Schiffahrt soll man die Wege für lange Strecken und auf den Zu- und Abfahrten bei Häfen und Ladeplätzen nach Möglichkeit erleichtern, weil sie im Gegensatz zu den anderen, auf sicheren und geregelten Bahnen sich bewegenden Verkehrsmitteln vielfach unter Witterungsungunst, Wasserklemmen, Hochwasser, Eis, Strömung, Nebel, Versandung, Krümmungen, Einbauten und Fahrtengen betreffs Sicherheit und Übersicht der Fahrt zu leiden hat. Es ist eine Eigentümlichkeit von Hand bedienter und getriebener Schiffsgefäße, daß ihre schwere Masse gerade in stark bewegtem Wasser und bei Sturm sich schwer lenken läßt, mögen sie nun allein oder im langen Schleppzug fahren.

Mit dem Anwachsen des Schiffsverkehrs und der Vergrößerung der Schiffsgefäße haben sich naturgemäß — ähnlich wie bei anderen Verkehrseinrichtungen — die Ansprüche an die Schiffahrtstraße im Laufe der Jahrzehnte sehr gesteigert. Ihnen durch Ausbau und Regulierung der Wasserwege und deren Betriebsanlagen soweit wie möglich nachzukommen, schien notwendig und berechtigt. Wie bekannt, ist vor und nicht zuletzt auch nach dem Kriege seitens der Reichs- und Landesbehörden ein gewaltiges Stück Arbeit auf diesem Gebiet bereits geleistet oder in Angriff genommen. Die Knappheit der Mittel gestattet es nicht, allen Bedürfnissen des Verkehrs so schnell nachzukommen.

Zu den Erleichterungen, die man der Schiffahrt schaffen muß, gehört an erster Stelle der Ausbau von bestehenden Straßen- und Eisenbahnüberführungen, soweit sie für den modernen Schiffsverkehr zu enge und zu niedrige Öffnungen aufweisen, gegebenenfalls die Anlage neuer Brücken. Diese müssen durch möglichst geräumige Gestaltung der Schiffs-

bewegung Freiheit und Übersicht geben, bei Flüssen der Abführung von Hochwasser und Treibeis den erforderlichen Freiraum sichern. Auf die großen Gefahren für Verkehr, Bodenkultur und Anwohner, welche Brückenengen bei starken Niederschlägen gerade in den letzten Jahren mit sich gebracht haben, wollen wir an dieser Stelle nicht weiter eingehen.[1])

Bei der Kreuzung von Land- und Wasserverkehrswegen treten die gegenseitigen Interessen oft in harten Widerstreit miteinander, da jeder seine freie und ungehemmte Bahn beansprucht. Der Ausgleich bei der Wahl des Kreuzungsbauwerks ist namentlich dann sehr schwer, wenn zwischen dem festen Weg und dem meist nicht zu ändernden Wasserstand nur geringe Höhe verfügbar ist.

Straße und Eisenbahn sollen — zur Ersparung hoher Rampen, der damit verbundenen Verkehrserschwernisse und Anlieger-Entschädigungen — möglichst flach, unter starker Einschränkung der Brückenweite und — aus ästhetischen Rücksichten — mit unten liegendem Tragwerk über die Wasserstraße hinweggeführt werden. Anderseits aber beansprucht die Schiffahrt diese möglichst auf ganzer Fahrbreite und benötigt auch bei Hochwasser für die freie und übersichtliche Bewegung ihrer Fahrzeuge einen ausreichenden Raum. Für diesen Fall muß, um ein Beispiel anzuführen, beim Mittellandkanal auf normalen Strecken eine Lichtweite von mindestens rd. 40 bis 50 m und eine Lichthöhe von 4,0 bis 4,20 m über Kanalspiegel, bei Flüssen etwa 4 bis 6 m Höhe vorbehalten bleiben.

Es entsteht auf diese Weise, und zwar im Binnenschiffsverkehr wie auch im Seeverkehr bei dem Zugang zu großen Seehäfen, der Kampf zwischen den Belangen des Land- und Wasserverkehrs, dessen Schlichtung den zuständigen Behörden schon manche Sorge und Arbeit geschaffen hat.

So ist z. B. neuerdings — 1927 — im Koningshaven von Rotterdam in der alten, zu flach über dem Wasser liegenden Eisenbahnbrücke[2]) ein Durchlaß für Seeschiffe von 42 m Höhe und 56 m Weite eingebaut worden, welcher mittels einer 530 t schweren Hubbrücke in $1^1/_2$ Minute frei gemacht werden kann. In der gewaltigen Straßen- und Eisenbahnbrücke über die Hafeneinfahrt von Sidney in Neu-Süd-Wales, Australien — einer festen Riesenbrücke größten Ausmaßes — wird für den Seeschiffsverkehr ein Freiraum von 500 m Lichtweite und 48 m Lichthöhe über Meeresspiegel frei gehalten. Man sieht, welche gewaltige Opfer dem Schiffsverkehr gebracht werden können und müssen, wenn man seiner Bedeutung für die Wirtschaft des Landes das richtige Verständnis entgegenbringt.

Gerade in Seehafenstädten — vor allem in denen mit hohem Wasserstand — ist die sichere Regelung der Kreuzung zweier sich überschneidender Verkehrswege von jeher besonders schwierig gewesen. Der Übergang von einem Ufer zum anderen in der Form der Schwebefähren, der Kahnfähren, der Schwimmbrücken, der Tunnel, der Brücken mit beweglichem Einbau sowie der Hochbrücken ist eine ebenso lockende wie lebhaft umstrittene Ingenieuraufgabe, zumal wenn ästhetische und städtebauliche Rücksichten mitsprechen.

Auch in der Reichshauptstadt — ebenfalls sehr flach an der Mündung eines Flusses gelegen — war der genannte Ausgleich wegen der Eigenart von Raum- und Verkehrsverhältnissen von jeher recht schwierig. Das Straßenplanum liegt auffallend niedrig gegenüber dem Hochwasserstand der Spree, dem Hauptträger von Schiffahrt und Vorflut. Die großstädtische Bebauung hat mit der erstaunlich schnellen Zunahme der Bevölkerung und der Ausdehnung des Straßenverkehrs sich scharf an die Wasserstraßen herangedrängt und ihnen zum Teil den Raum genommen; vor allem in früheren Zeiten, wo der Schiffsverkehr geringer und die Schiffsgefäße kleiner waren. Die Anlage von Uferstraßen mit Wohngebäuden wurde aus städtebaulichen und siedlungstechnischen Rücksichten bevorzugt; die über Wasserstraßen führenden Straßenbrücken wurden vor allem mit Rücksicht eben auf den Straßenverkehr und nach städtebaulichen, oft rein ästhetischen Gesichtspunkten, mitunter auch mit Rücksicht auf die monumentale Bebauung der Umgebung angelegt. Dabei wurden dann grundsätzlich solche Brückenformen bevorzugt, bei denen das Tragwerk unter der Straße zu liegen kam; es entstanden zum Teil prachtvolle Bogenbrücken mit markigen Pfeilern, auch Stahlbogen mit geringer Bauhöhe im Scheitel, alle aber zu enggestellt und zu wenig hoch auf ganzer Breite, damit für die Schiffahrt wenig geeignet. Dazu kam die große Straßenbreite der Brücken, welche eine entsprechend große Bauhöhe verlangt und dafür nach unten den Raum untergemäß einschränken muß.

Es hat sich diese, durch die natürliche Entwicklung einer Großstadt entstandene Beengung der Wasserstraßen für die aufstrebende Schiffahrt des großen Binnenhafens Berlin recht empfindlich fühlbar gemacht, namentlich als sie auch in den Eilgüterverkehr mit großen Dampfern einzutreten in die Lage kam. Viel haben die leitenden Behörden schon unternommen, um Abhilfe zu schaffen; weiteres ist geplant, soweit Mittel verfügbar sind und ein Bedürfnis anerkannt wird.

[1]) Vergl. u. a. den anschließenden Bericht von Ackermann auf S. 93 dieses Heftes.

[2]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925 Heft 28, 1926 Heft 12, 1927 Heft 35 u. 38 sowie 1928 Heft 20.

Der vor dem Kriege erzielte, jetzt allerdings noch nicht ganz wieder erreichte Schiffsverkehr betrug z. B. rd. 46 000 Schiffe durch die Charlottenburger Doppelschleuse in den Jahren 1903 und 1906 und etwa 30 000 Schiffe durch die Mühlendamm-Schleuse in den Jahren 1905 und 1911. Im Jahre 1927 waren es etwa 22 000 Frachtschiffe in Charlottenburg und etwa 25 300 Frachtschiffe am Mühlendamm; der Unterschied an Tonnage ist hierbei übrigens erheblich geringer.

Die vorher gekennzeichneten Gründe lassen es heute erklärlich erscheinen, daß an vielen Stellen der Berliner Wasserstraßen noch Brückenengen vorhanden sind, die der Schiffahrt zum Teil Unbequemlichkeiten bereiten und bei dem heutigen Stand unseres großstädtischen Verkehrslebens nicht mehr zeitgemäß erscheinen. Wir sehen an einigen Stellen Einschnürungen der Wasserstraßen unter Eisenbahn- und Straßenbrücken bis auf die Hälfte der normalen Wasserbreite, die 30 bis 50 m beträgt, zum Teil bis auf die geringe Lichtweite von nur 12 bis 13 m, ebenso Brücken mit mehreren engen und niedrigen Öffnungen.

Diese Einschnürung von Wasserstraßen unter Brücken schien früher — zum Teil zur Einsparung an Kosten für Brückenüberbauten — selbstverständlich; heute kann man eine solche Beengung, die wir sogar bei den Eisenbahnüberführungen des 1907 großzügig und sehr betriebsfähig angelegten Teltowkanals beobachten können, nicht recht verstehen. In Zukunft wird eine solche Raumeinschränkung bei dem Ausbau neuzeitlicher Wasserstraßen kaum noch in Frage kommen, weil man dem Wasserverkehr heute mehr Verständnis entgegenbringt, die Schiffsgefäße im allgemeinen größer geworden sind und man ferner die Kosten für solche erweiterten Brückenabmessungen gegenüber dem eigentlichen Kanalbau doch nicht so hoch ansetzen kann.

Für die zur Überwindung dieser Raumschwierigkeiten bei Berliner Brücken erforderlichen Um- und Neubauten kommt als gegebener Baustoff nur der Baustahl in Frage: Die im heutigen Brückenbau daneben noch vorhandenen Materialien wie Naturstein, Beton und Eisenbeton vermögen mit den beschränkten Räumen nicht auszukommen und können auch dem Wachsen und dem Wechsel des heutigen Verkehrs nicht entfernt in der gleichen Weise genügen. Trotzdem die Frage der Zweckmäßigkeit durchaus zugunsten des Stahlbrückenbaues entschieden ist, stellen sich dem weitsichtigen Brückeningenieur noch andauernd Hemmnisse bei der großzügigen Durchführung seiner Pläne entgegen; sie sind zu erklären aus der Gewohnheit, aus dem Hang zum Althergebrachten, aus dem Mangel an praktischem Verständnis und dem Vorurteil vieler Laien und mancher Architekten gegenüber solchen Straßenbrücken, bei denen das Tragwerk, um den Verkehrsraum unten für die Schiffahrt freizuhalten, über die Fahrbahn, also in den Verkehrsraum der Straße gehoben werden muß.

Man hat solchen Bauwerken öfters nachgesagt, daß sie das Städtebild zerstören, den Umblick in die nächste Umgebung einschränken, und sich in diese nach Form und Baustoff nicht harmonisch einfügen. Dazu wird man folgendes sagen können: Das Gesicht der Großstadt ist leider ohnehin oft sehr wenig ansprechend, man vermißt Ruhe, Ordnung, Schönheit, überall begegnet man wenig erfreulichen Bildern, wie Baulücken, Reklameschildern, Zäunen, zerrissener und verzerrter planloser Uferbebauung ohne Einheit und Geschlossenheit, oft recht verwahrlosten Lagerplätzen, Straßen- und Platzunregelmäßigkeiten, üblen Giebeln, verfallenen Fassaden, schmutzigen Höfen usw. Erst dort, wo diesen Sünden gegen das Stadtbild wirklich abgeholfen ist, wird man überhaupt berechtigt sein, von Verkehrsbauten — die in erster Linie zweckmäßig sein sollen — auch die Erfüllung ästhetischer Ansprüche zu fordern! Daß der Stahlbau solche Anforderungen zu erfüllen versteht, hat er gezeigt. Auch Brücken mit hochliegenden Überbauten vermögen sich geschmackvoll und harmonisch in das Stadtbild einzufügen; sie wirken keineswegs als Fremdkörper in der Umgebung, sondern als ein vollberechtigtes Glied städtebaulicher Entwicklung, das sehr wohl in die Erscheinung treten darf und nicht unter der Straße zu verschwinden braucht. Nicht vergessen sei, daß solche Brücken mit obenliegendem Überbau und vertikaler Belastung auch billiger sind als z. B. die unter der Fahrbahn liegenden Bogenbrücken.

Es erscheint als die Pflicht unserer berufenen Fachleute, die öffentliche Meinung aufzuklären und den durch die Zeit überholten Ansichten und Vorurteilen im Interesse des Gesamtwohls entgegenzutreten.

Richtig verstandene Ästhetik wird nicht verkennen, daß jede Zeit ihren eigenen Rhythmus, ihre eigene Kunstauffassung hat, daß für das Zeitalter des Verkehrs nicht mehr die Bauformen prunkvoller Repräsentation taugen, daß für die Ewigkeit berechnete Baustoffe sich nicht für Bauaufgaben eignen, die oft überraschend schnellem Wechsel unterworfen sind. Bei einer solchen Einstellung braucht die Achtung vor dem früher Geschaffenen keineswegs verloren zu gehen.

Bei den vom Verfasser seiner Zeit bearbeiteten, im Jahre 1926 abgeschlossenen Plänen für den Ausbau der Berliner Wasserstraßen zum späteren Anschluß an den Mittellandkanal für das Befahren größerer Schiffsgefäße von 600 bis 1000 t wurde in Würdigung solcher Gesichtspunkte grundsätzlich größter Wert auch auf den geräumigen Ausbau der Brücken gelegt. Für ihren Raum über dem Hochwasserstand von Spree

und Kanälen wurden die der neuzeitlichen Fracht- und Personenschiffahrt entsprechenden Weiten und Höhen — im allgemeinen 4 m Lichthöhe auf ganzer Fahrbreite bei mittlerem Hochwasserstand und etwa 40 bis 70 m Lichtweite — in Aussicht genommen, auf dieser Grundlage auch die Verhandlungen zwischen dem Eigentümer und Verwalter der Wasserstraßen sowie der unterhaltungspflichtigen Eigentümerin der Brücken, der Stadtgemeinde Berlin, bezw. der Reichsbahn-Gesellschaft vorbereitet.

Zu den im besten Sinne neuzeitlichen, über Wasserstraßen führenden Straßenbrücken, die glücklicherweise nach solchen Richtlinien entstanden sind und die wir als Bauwerke einer zeitgemäßen Auffassung ansehen dürfen, gehören u. a.:

1. die Überführung des Friedrich-Karl-Ufers über die Einfahrt zum Humboldthafen an der Spree,

Abb. 1. Gesamtansicht der neuen Straßenbrücke über die neue Einfahrt zum Humboldthafen in Berlin.

Abb. 2. Die neue Charlottenbrücke über die Havel in Spandau.

Abb. 3. Die neue Schloßbrücke über die Spree in Charlottenburg.

2. die Straßenüberführung über die Havel an der Spreemündung in Spandau (Charlotten-Brücke),
3. die Schloßbrücke über die Spree am Schloßpark in Charlottenburg.

Alle drei Straßenbrücken von 16 m, 21 m und 27 m Verkehrsbreite, teils ganz, teils fast vollendet, haben sämtlich als Haupttragwerk einen über der Fahrbahn sich erhebenden Stahlüberbau bekommen, der eine geringe Bauhöhe gestattet und unten der Schiffahrt reichlich freien Raum läßt, sich oben den Straßenverkehrsansprüchen völlig anpaßt und eine ästhetische, d. h. dem Baustoff und dem Zweck entsprechende Bauform aufweist.

Die von der Stadt Berlin erbauten Brücken sind in den Abb. 1, 2 u. 3 dargestellt, und zwar noch im Bauzustand; ihre Gesamterscheinung kann sich erst auswirken, wenn sie von allen Gerüsten, Notstegen, Hilfskonstruktionen und Ergänzungsarbeiten, Einbauten usw. befreit sind und sich als selbständige Verkehrsträger über der frei gewordenen Wasserstraße der Öffentlichkeit vorstellen können.

Den Stahlüberbau der auf Abb. 1 dargestellten versteiften Hängebrücke mit einer Mittelöffnung von 96 m und zwei Seitenöffnungen von je 36,75 m hat die A.-G. Hein, Lehmann & Co. in Berlin-Reinickendorf zusammen mit der Brückenbau-Anstalt F. Harkort, Duisburg (Kettenlamellen in St 48), den Vollwandstabbogen mit Zugband von etwa 60 m Stützweite auf Abb. 2 die A.-G. Steffens & Nölle in Berlin und die ebenfalls als Vollwandstabbogen mit Zugband ausgebildete dritte Brücke von etwa 56 m Stützweite die Firma A. Druckenmüller in Berlin-Tempelhof ausgeführt.

In allen drei nach den Entwürfen des Brückenbauamts der Stadt Berlin ausgeführten Bauwerken, an welche nach Vorstehendem hohe Ansprüche praktischer und städtebaulicher Art gestellt werden mußten und die auf den Unterbau — im Gegensatz zu den kostspieligen Bodenwiderlagern — nur senkrechte Auflagerreaktionen abzugeben brauchen, äußert sich die Vorzüglichkeit unseres edelsten und besten Baustoffs, des Stahles. Diese Brücken legen aber auch Zeugnis ab von dem Bestreben der zuständigen Behörden, zweckmäßige Regelung des Verkehrs zu Wasser und zu Land mit Schönheit des Bauwerks — in der dem Material entsprechenden straffen und einfachen Form und ohne kostspielige Monumentalarchitektur — im Geiste unserer Zeit zu vereinen.

Diesen Neubauten werden in absehbarer Zeit eine Reihe von Umbauten folgen, die bereits im Stadium des Entwurfs bzw. der Bauvorbereitung stehen, und die vom Straßenverkehr, vor allem aber durch die Rücksicht auf die Bewegungsfreiheit der Schiffahrt gefordert werden. Ihr Umbau wird sich je nach Gelegenheit, Bedürfnis oder Aussicht auf Bereitstellung von Geldmitteln im Laufe der Zeit voraussichtlich durchführen lassen.

Zu diesen gehören, um hier nur einige charakteristische zu nennen, vor allem die im Jahre 1874 erbaute Königsdammbrücke über den Verbindungskanal am Westhafen, eine 12,5 m weite und 18 m breite Straßenüberführung mit Eisenüberbau auf zwei hohen Landpfeilern. Abb. 4 gibt eine Darstellung des alten, dem Preußischen Fiskus gehörenden Bauwerks. Dieses schränkt das rd. 40 m breite Kanalprofil sehr bedeutend ein, was gerade an der Einfahrt zu einem so neuzeitlich und großzügig ausgebauten Großstadthafen von der Schiffahrt als ein Hindernis empfunden werden muß. Ferner die ebenso weite und ähnlich gestaltete, 26 m breite, im Jahre 1883 erbaute — der Stadt Berlin gehörende — Sandkrug-Brücke über die Ausfahrt des Humboldthafens im Zuge des Spandauer Schiffahrtskanals unter der Invalidenstraße (Abb. 5). Schließlich die im Jahre 1883/1886 erbaute Jannowitzbrücke

Abb. 4. Die alte Königsdammbrücke am Berliner Westhafen. Erbaut 1874.

Abb. 6. Die alte Jannowitzbrücke über die Spree. Erbaut 1883/86.

Abb. 5. Die alte Sandkrugbrücke am Humboldthafen in Berlin. Erbaut 1883.

über die Spree oberhalb des Mühlendamms, eine 19 m breite Straßenbrücke mit drei von Stahlbogen überbauten Öffnungen, die an dem Stadtbahnhof gleichen Namens einen sehr bedeutenden Straßenverkehr über die gerade hier von der Fracht- und Personenschiffahrt sehr belebte Spree zu führen hat. Eine Ansicht des der Stadt Berlin gehörenden Bauwerks gibt Abb. 6 (Längenschnitt).

In diesem Zusammenhang soll auch der rd. 26 m breite und rd. 90 m lange, außerordentlich verkehrsreiche über die Spree führende Mühlendamm erwähnt werden. Dieser wird eine völlige Neugestaltung erfahren müssen, wenn Schiffsschleuse und Wehr am Mühlendamm, 1894 mit diesem eröffnet, für die Verbesserung der Schiffahrtverhältnisse dereinst umzubauen sind: Eine Aufgabe, die zu Wasser und zu Lande in den nächsten Jahren wegen des Ausgleichs zwischen den Interessen des Straßen- und Wasserverkehrs sowohl wie wegen der damit eng verknüpften Gesamtanordnung der neuen Staustufe noch recht viel Untersuchung und Überlegung kosten wird.

Einstweilen findet bei der vorerwähnten Jannowitzbrücke die einwandfreie Überwindung der aus der Gedrängtheit Berliner Raum- und Verkehrsverhältnisse geborenen Schwierigkeiten wohl ihren stärksten Ausdruck: die Unterfahrung der Spree durch die neue, im Bau befindliche Untergrundbahn Neukölln-Gesundbrunnen und andere Gründe bedingen einen völligen Umbau, der erst nach einigen Jahren vollendet sein wird.

Abb. 7. Umbau der Jannowitzbrücke in Berlin: Übersichtsplan.

Die 1886 erbaute Brücke weist zwei Öffnungen von je 18,50 m und eine von 21 m Lichtweite auf, hat — wie bemerkt — stählerne Überbauten, die sich auf etwa 2,5 m starke Pfeiler stützen und liegt schräg zum Stromstrich der Spree, deren Normalwasserstand — Oberstand vom Mühlendamm — auf rd. + 32,28 m NN dauernd gehalten werden muß. Die Fahrbahn-Oberkante der Brücke liegt am Ufer auf + 37,05 und im Mittelbogen-Scheitel oben auf + 37,75 m NN, unten auf + 37,12 m NN. Es verbleibt also in Brücken-Mittenachse für die Schiffahrt eine Raumhöhe von + 37,12 bis + 32,28 m NN = 4,84 m, allerdings nur in einer Linie, nicht etwa auf der hier etwa 62 bis 65 m breiten Spree. Die Brücke genügt — wie einige andere im Oberwasser — heute nicht mehr voll den Ansprüchen der Schiffahrt, die an dieser Stelle Berlins einen Raum von 4 m Lichthöhe über diesem ziemlich konstanten Spreestand möglichst auf ganzer Breite verlangen möchte. Der Anspruch der Schiffahrt auf Bewegungsmöglichkeit, auf Raum und Übersicht an diesem Verkehrsknotenpunkt wird besonders berechtigt sein, wenn die neue Schleuse am Mühlendamm — einige hundert Meter unterhalb — eingerichtet für den Verkehr mit 1000-t-Schiffen (von etwa 80 m Länge, 9,2 bis 10,50 m Breite, etwa 1,80 m bis 1,60 m Tiefgang) später einmal im Betrieb sein wird. Es liegt also recht nahe, auf diesen zukünftigen Ausbau der Spreeschiffahrt beim Umbau der Brücke schon jetzt weitblickend Rücksicht zu nehmen, also statt der drei engen Öffnungen nur eine große von etwa 65 m Breite (Spreeweite) mit ausreichender Durchfahrtshöhe in Aussicht zu nehmen.

Der Widerstreit der verschiedenen Belange an dieser Kreuzung wichtiger Berliner Verkehrsmittel und Wege ist sehr erheblich: 1. Die Stadt- und Fernbahn, die unmittelbar am rechten Ufer auf massiven Bogen entlang läuft und nur 4,6 m über der rechten Brückenrampe liegt; 2. die Untergrundbahn, welche in der Achse der neuen Brücke die Spree unterfahren soll und ihre Fahrwassertiefe nicht einschränken darf; 3. der ungewöhnlich dichte und starke Personen-, Straßenbahn- und Fuhrwerksverkehr im Zuge der Brücken- und Alexanderstraße, der bei ausreichender Breite, ohne starke Anrampung und mit genügender Lichthöhe unter der Stadtbahn über die Brücke hinweg geführt werden muß; 4. der Verkehrsweg auf der linken Ufer-Straße; 5. der Fußgängerquerverkehr am rechten Ufer unter der Brücke neben Stadtbahn für Personenschiffahrt; 6. die enge Bebauung an beiden Ufern, die man nicht gern durch Rampen einschütten möchte; 7. Zu- und Abgang bei den vielbenutzten Anlegestellen der Personenschiffahrt an beiden Ufern oberhalb und unterhalb der Brücke; 8. schließlich — und nicht zum wenigsten — die bedeutende Frachtschiffahrt, welche von und zum Mühlendamm in Bewegung ist, sich auch im Oberwasser einzeln und im Schleppzug sammelt und an beiden Ufern anlegen möchte. Die Gesamtsituation veranschaulicht Abb. 7; diese zeigt auch die für einen Neubau ungünstige schräge Lage zum Stromstrich.

Alle diese zum Teil widerstreitenden Verkehrsinteressen, die sich hier in seltener Weise auf engem Raum begegnen, gegeneinander so auszugleichen, daß das Gesamtwohl zu seinem Recht kommt und schließlich neben dem reinen Verkehrsbedürfnis auch noch ein gefälliger Gesamteindruck des Hauptbauwerks — der neuen Straßenbrücke — verbleibt, ist für den Brücken- und Verkehrsfachmann eine schwierige Aufgabe. Sie ist in ihrer Art vielleicht nicht geringer zu werten wie die im Jahre 1927 soviel erörterte und umstrittene Straßenbrücke über den Rhein bei Köln-Mülheim:

a) Ansicht.

b) Querschnitt.

Abb. 8a u. b. Vorschlag für einen Stahlüberbau mit vier Hauptträgern für den Neubau der Jannowitzbrücke.

Das Objekt ist zweifellos kleiner und nicht derart in die Augen fallend, die technischen Schwierigkeiten bei der Lösung erfordern jedoch eine mindestens ebenso wertvolle und hochstehende geistige Arbeit.

Es sei hier nur ein Teil des Verkehrs herausgegriffen: Die Wasserstraße soll auf etwa 60 bis 70 m eine Lichthöhe von 4 m über Normalstau bekommen; ferner wird, soweit hier bekannt, die neue Brücke die ungewöhnliche Breite von rd. 38 m aufweisen, also je nach Anordnung und Zahl der Hauptträger eine entsprechende Bauhöhe besitzen müssen, dazu aber den Straßen- und Straßenbahnverkehr — ohne zu starke Anrampung — mit etwa 4,80 m Raumhöhe unter der schon jetzt rd. 4,60 m über der rechten Rampe der Brücke liegenden Eisenbahn durchführen müssen.

Schon jetzt sind alle Raumhöhen für den sich dreifach kreuzenden Verkehr zu gering. Wie soll es in Zukunft werden, in der doch alle drei eine gesicherte, freie Bahn mit größeren Lichthöhen beanspruchen? Voraussichtlich muß wegen der Schiffahrt die Brücke und damit auch die Stadtbahn gehoben und ihr Viadukt erweitert werden, wenn eine allseitig einwandfreie Lösung erfolgen soll; an dieser werden sich viele Behörden, so die Wasserstraßen-Verwaltung, Reichsbahngesellschaft, Untergrundbahn, Stadt Berlin, Schiffahrtsgesellschaften und Vertreter privater Belange beteiligen.

Die Entwurfs- und Verhandlungsvorarbeiten werden eine höchst interessante Verwaltungsaufgabe für den Ingenieur bilden, bei der es wichtig bleibt, daß eine Stelle alle Interessen sachlich und objektiv übersieht und zum Ausgleich bringt. Nur dann kann die geschlossene Einheit einer so großen Verkehrsanlage zum Besten der Gesamtheit gewahrt bleiben.

Im Rahmen dieses Aufsatzes interessiert nur die Brücke: Sie muß nach den Richtlinien für den Ausbau der Berliner Wasserstraßen bei den vorliegenden Verhältnissen und Bedingungen unter Einhaltung der genannten Lichthöhe ohne Pfeilereinbau auf etwa 65 bis 70 m frei über den Fluß gespannt, ferner mit einer Straßenbreite von 38 m ausgestattet und gefällig gestaltet werden. Ein Tragwerk unter der Fahrbahn kommt nach

Abb. 9. Umbau der Jannowitzbrücke in Berlin. Bauaufnahme.
(Im Hintergrund die Notbrücke in Stahlfachwerk.)

Vorstehendem für sie grundsätzlich nicht in Frage, es kann also zur äußersten Einschränkung der Bauhöhe auf möglichst großer Flußbreite von vornherein nur die Anordnung stählerner Überbauten in Betracht gezogen werden. Diese müssen in einer ansprechenden, sich in die Umgebung harmonisch und unauffällig einfügenden Form gehalten werden; sie müssen für den Straßenverkehr möglichst frei und übersichtlich bleiben und unten genügenden Raum lassen. Einschränkung der Bauhöhe und der Massen wird ein erstes Gebot bei der Gesamtgestaltung sein müssen. Die Straße liegt am Widerlager jetzt auf + 37,05 m NN. Bei einer Raumhöhe von 4 m und einer Bauhöhe von 1,60 m würde der neue Brückenkopf auf + 32,30 + 4,0 + 1,60 m = + 32,30 + 5,60 = + 37,90 m NN zu liegen kommen und eine Rampenkopfhebung von + 37,90 — 37,05, d. h. von etwa 90 cm erfolgen müssen, wenn man auch am Ufer 4 m Höhe aufrecht erhalten und die Bauhöhe mit 1,60 m wählen will. Es würde dies eine unbequeme Rampenhebung in den anschließenden Straßenzügen nach sich ziehen.

Man wird zunächst versuchen müssen, durch richtige Wahl des Bauwerks einen gerechten Ausgleich zu schaffen, gegebenenfalls an den Seiten die Lichthöhe für die Schiffahrt etwas einschränken müssen.

Für den Überbau kann z. B. eine Trägerform in zwei bezw. vier Hauptträgern mit 1,30 m Bauhöhe gewählt werden, wie sie der Verfasser s. Zt. in der „Bautechnik" 1925, Heft 11, für die Weidendammer-Brücke und ähnliche Straßenüberführungen Berlins bei 60 bis 70 m Stützweite erörtert und in Vorschlag gebracht hat. Bei der Wahl von vier Hauptträgern käme vielleicht der Vorschlag nach Abb. 8 für den Stahlüberbau in Betracht; es ist dann ein Trägerabstand von rd. 9,30 m zu wählen, so daß eine verhältnismäßig geringe Bauhöhe von etwa 1,10 m möglich wird, falls es die Überführung großer Rohrleitungen gestattet. Auch ist zur Einschränkung der Bauhöhe ein Aufhängen der langen Querträger an oberen Querriegeln eines großen Überbaues mit zwei Hauptträgern bei etwa 26 m Abstand möglich; doch ist eine solche Anordnung, wie sie Verfasser schon früher einmal für die neue Überbrückung am Mühlendamm von 30 m Breite und etwa 100 m Stützweite bei geringster Bauhöhe vorübergehend erwogen hat, weder schön noch verkehrssicher.

An dieser Stelle sollten nur unverbindliche Anregungen und eine Schilderung der Schwierigkeiten für die Wahl eines geeigneten Überbaues der Brücke gegeben werden; doch kann für diese natürlich erst ein Sonderentwurf unter spezieller Berücksichtigung der Verkehrsverhältnisse entscheidend sein.

Zurzeit ist eine Notbrücke für den Fußgängerverkehr errichtet[3]). Abb. 9 zeigt den Bauzustand mit dem von der Brückenbaugesellschaft C. H. Jucho, Dortmund, eingebauten stählernen Notsteg von 60 m Spannweite und 6 m Breite.

Möge es gelingen, hier ein einwandfreies Bauwerk zu schaffen, das allen Ansprüchen praktischer und ästhetischer Art für die Zukunft genügt. Vorschläge für eine zweckmäßige Gestaltung können vielleicht Gegenstand eines besonderen Aufsatzes sein.

[3]) Vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 10.

Ein neuer hochwertiger Baustahl.

Zu den in den letzten sechs Jahren in Deutschland erzeugten und bei Stahlbauten verarbeiteten hochwertigen Baustählen, St 48 und St Si, tritt jetzt ein weiterer, ein von den Vereinigten Stahlwerken A.-G., Abtlg. Dortmunder Union in Dortmund, hergestellter „Union Baustahl". Bedeutete die Einführung hochwertiger Baustähle in den letzten Jahren einen bemerkenswerten Fortschritt auf dem Gebiete des deutschen Stahlbaus, so konnten doch die Baustähle St 48 und St Si die in sie gesetzten Erwartungen in vollem Maße nicht erfüllen. Ihre Verwendung ergab bei weitgespannten Brücken- und bei großen Hochbauten mitunter erhebliche Gewichtsersparnisse und damit auch wirtschaftliche Vorteile. Zur allgemeinen Verwendung als Einheitsstahl war aber keiner der beiden Baustoffe geeignet. St 48 besitzt infolge seines relativ hohen Kohlenstoffgehaltes geringe Dehnfähigkeit und geringere Zähigkeit als der Normalbaustahl St 37. Wenn auch dadurch ein empfindlicher Nachteil nicht gegeben ist, so ist dieser Stahl aber doch recht schwierig zu verarbeiten. Sein Vorzug gegenüber St 37 besteht bekanntlich in einer um 30 % höheren zulässigen Beanspruchung. Der später eingeführte Silizium-Baustahl St Si hat bei ungefähr gleicher Druckfestigkeit eine erheblich höhere Streckgrenze als St 48, welche gestattete, die Beanspruchung St 37 gegenüber um 50 % zu erhöhen. Auch die sonstigen Eigenschaften dieses Baustoffes sind vorzüglich, namentlich seine Dehnung und Zähigkeit. Bei der Herstellung verursacht er aber große Schwierigkeiten, welche sich neuerdings in den hohen Aufpreisen widerspiegeln.

Über den neuen „Union Baustahl" veröffentlicht Dr.-Ing. E. H. Schulz, Dortmund, in „Stahl und Eisen" Heft 26 vom 28. 6. 1928 ausführliche Mitteilungen, deren auszugsweise Wiedergabe an dieser Stelle auch die Aufmerksamkeit unserer Leser beanspruchen dürfte. Der neue Stahl kann wie der Silizium-Baustahl als legierter Stahl angesprochen werden und zeigt folgende Zusammensetzung:

Kohlenstoff . . . . . . 0,15 % bis 0,18 %
Silizium . . . . . etwa 0,25 %
Mangan . . . . . . etwa 0,8 %
Kupfer . . . . 0,5 % bis 0,8 %
Chrom . . . . . . etwa 0,4 %.

Mit der Verringerung des Silizium-Gehaltes auf etwa $^1/_3$ bis $^1/_4$ des Gehaltes beim Silizium-Baustahl fallen die Schwierigkeiten bei der Herstellung fort, Schwierigkeiten, welche sich hauptsächlich durch die Dickflüssigkeit des Silizium-Stahles und durch dessen Neigung zu tiefgehender Lunkerbildung ergeben haben. Der Kupfer-Gehalt ist, wie aus dem Bericht von Schulz hervorgeht, auf das Bestreben des herstellenden Stahlwerkes zurückzuführen, den Silizium-Stahl gegen Korrosionswirkung weniger empfindlich zu machen. An die Stelle des hohen Silizium-Gehaltes tritt bei dem neuen Stahl die Beigabe von Kupfer und Chrom, welche dem Baustoff eine ähnlich hohe Streckgrenze wie dem Silizium-Stahl sichert.

Auf dem herstellenden Stahlwerk sind bislang an etwa 80 Schmelzungen aus dem Siemens-Martin-Ofen eingehende Festigkeitsuntersuchungen angestellt. Sie wurden auf die verschiedensten Profile und Abmessungen ausgedehnt, wobei besonders auch schwere Profile I NP 45, Winkel 200 × 100 × 18 mm und Universal-Stahl 1200 × 18 mm in Betracht kamen. Als Ergebnis dieser Untersuchungen gibt Dr. Schulz in seiner Veröffentlichung folgende Werte an:

Schmelze	Walzabmessungen mm	Streckgrenze kg/mm²	Zugfestigkeit kg/mm²	Dehnung %	Einschnürung %	Kerbzähigkeit mkg/cm²
I	— 1200 × 18	37,7	53,6	22,3	50	10,6
	I NP 45	38,6	53,9	24,1	47	10,0
	∟ 50 × 7	40,7	56,6	23,5	57	—
II	— 1060 × 18	38,5	58,8	22,3	48	11,2
	∟ 200 × 100 × 18	39,3	56,1	24,0	45	10,5
	18 ⌀	43,0	57,5	23,0	51	12,4

Bei Feinmeßversuchen waren genau wie bei dem Silizium-Baustahl die bleibenden Dehnungen bis dicht unterhalb der Streckgrenze äußerst gering. Die hierbei festgestellte Elastizitätsgrenze lag etwa bei 36 kg/mm². Der Elastizitätsmodul entspricht mit 2 100 000 cm² ungefähr den Werten der anderen Kohlenstoff- und legierten Baustähle. Aus der Häufigkeitskurve ist zu ersehen, daß eine Mindeststreckgrenze von 36 kg/mm² auch bei schweren Profilen und großen Einzeldicken mit Sicherheit eingehalten werden kann. Der Wert größter Häufigkeit lag bei 38 kg/mm². Die Zugfestigkeit lag etwa zwischen 50 bis 62 kg, und die Dehnung betrug 16 bis 30 %. Hierbei ist allerdings zu bemerken, daß bei den Dehnungsmessungen sowohl Längs- als Querproben untersucht wurden. Der Wert größerer Häufigkeit lag bei 23 %, und Dr. Schulz glaubt, daß für die Längsdehnung ein Mindestwert von 20 % und für die Querdehnung ein

Mindestwert von 18% bei dem neuen Baustoff innegehalten werden kann. Bei der Zugfestigkeit ergab sich die größte Häufigkeit zu etwa 54 kg/mm².

Nach dem erwähnten Bericht ist ein besonderer Vorteil des neuen Baustoffes darin zu ersehen, daß die hohe Streckgrenze auch bei stärksten Profilen mit Leichtigkeit zu erreichen ist und daß die Herstellung und Verarbeitung des „Union Baustahls" nicht schwieriger ist als die des gewöhnlichen Kohlenstoffstahls. Auch die Gleichmäßigkeit der Festigkeitseigenschaft bei dickeren und dünneren Querschnitten des gleichen Walzstabes soll erheblich größer sein als bei Silizium-Stahl. Lediglich bei schwersten Profilen ist eine Steigerung des normalen Kohlenstoffgehaltes von 0,15% auf 0,18% geboten. Ein weiterer Vorzug wäre der außerordentlich hohe Widerstand gegen Korrosionseinwirkungen. Verglichen mit dem St Si verhält sich dieser Widerstand wie 48 : 12 und mit St 48 wie 36 : 12. Auch die Kerbzähigkeit des neuen Baustahls ist durchaus befriedigend, denn bei etwa 200 Kerbschlagproben ergab sich sowohl im Walzzustand als auch nach der Glühung die Kerbzähigkeit selten unter 9 mkg/cm², in der Mehrzahl der Fälle zu 11 bis 12 mkg/cm². Dauerfestigkeitsprüfungen zeigen, daß der neue Baustahl dem St Si mindestens nicht nachsteht. Ein weiterer Vorzug des neuen Baustoffes gegenüber dem Silizium-Baustahl wäre der, daß er schweißbar ist.

Durch die Verwendung von St 48 und St Si bei einer großen Zahl von Bauwerken, namentlich Brücken der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, ist bereits ein Anhalt für die erreichbaren Gewichtsersparnisse bei Bauwerken verschiedener Größe gewonnen. Ein mehr oder weniger großer Teil dieser Ersparnisse wird aber bekanntlich durch den höheren Preis der hochwertigen Baustähle aufgezehrt. Sofern sich bei dem neuen Baustoff gleich gute Festigkeitseigenschaften und dieselbe Gleichmäßigkeit bei der Ausdehnung seiner Herstellung ergeben, wird seine wirtschaftliche Verwendung hauptsächlich von der Höhe des Materialaufpreises abhängig sein.

Obwohl Kupfer und Chrom teure Zuschlagstoffe sind, steht aber zu hoffen, daß infolge des Wegfalls der Herstellungsschwierigkeiten der Preis des neuen Baustahls niedriger wird als der des Silizium-Baustahls. Damit würde seiner Verwendung der Weg geebnet sein und für die Belange der deutschen Stahlbauindustrie wäre es besonders zu begrüßen, wenn damit auch gleichzeitig eine Verringerung der Zahl der zu verarbeitenden Baustähle erreicht werden könnte.

Betrachtungen zum Wettbewerb zwischen Stahl- und Eisenbeton mit besonderer Berücksichtigung des Brückenbaues.

Von Dipl.-Ing. **Ernst Ackermann**, Bochum.

Die Auseinandersetzung zwischen Herrn Dr.-Ing. Pistor und Herrn Dr.-Ing. Weiss in Heft 6 dieser Zeitschrift über die Höhenlage der Widerlager zum Hochwasser läßt erkennen, daß von den Verfechtern des Eisenbetons ohne weiteres für diese Bauweise eine Ausnahme verlangt wird, die man dem Stahlbau nicht zugesteht.

An und für sich ist nicht einzusehen, warum — wie Herr Dr. Pistor schreibt — „ein großer Unterschied darin bestehen soll, ob Stahlkonstruktionsteile oder Betonteile in das Hochwasser eintauchen". Selbstverständlich soll der alte Grundsatz des Stahlbaues, die Widerlager hochwasserfrei zu lassen, hier nicht angetastet werden, aber ebenso selbstverständlich ist diese Forderung auch an Massivbrücken zu stellen, wenn man mit gleichem Maße messen will. Die theoretische Berechnung des aus der Querschnittsverengung herrührenden Staues bei Katastrophen-Hochwasser ist ja ganz schön, jedoch zeigen genügend Beispiele aus der Praxis, daß die alte Forderung hochwasserfreier Widerlager doch nicht so ganz unberechtigt ist. Herr Dr. Weiss hat ja in seiner Abhandlung in Heft 2 bereits auf einige Einstürze von Massivbrücken hingewiesen.

Zwei weitere warnende Beispiele, ebenfalls aus der jüngsten Zeit, mögen dies mitbeweisen helfen. Abb. 1 zeigt die eingestürzte Stampfbeton-Straßenbrücke in km 156 + 250 der Straße Valjevo—Loznica in Jugoslawien, Abb. 2 die ebenfalls eingestürzte Eisenbeton-Straßenbrücke in km 146 + 800 der Straße Valjevo—Loznica. Die erstgenannte Brücke wurde im Jahre 1923 erbaut, ihr Einsturz erfolgte im Mai 1926; die zweitgenannte Brücke wurde im Jahre 1924 erbaut und ist im Herbst 1925 eingestürzt. Beide Einstürze erfolgten während starker Hochwasser des Jardar, über den die Brücken führen.

Abb. 1. Stampfbetonbrücke in km 156 + 250.
Erbaut 1923, eingestürzt infolge Hochwassers im Mai 1926.

Abb. 2. Eisenbetonbrücke in km 146 + 800.
Erbaut 1924, eingestürzt infolge Hochwassers im Herbst 1925.

Auch aus diesen Einstürzen hat man die richtige Folgerung gezogen und die Ersatzbrücken in Stahl ausgeführt; offenbar auch um die Verkehrswege möglichst schnell wiederherzustellen. Die von der Firma J. Gollnow & Sohn, Stettin, ausgeführten neuen Stahlbrücken sind Fachwerkbrücken, welche mit 50 bezw. 65 m Stützweite den Flußlauf in einer Öffnung überspannen. Das Tragwerk der Brücken liegt über der Fahrbahn, und die Widerlager liegen vollständig hochwasserfrei, so daß ähnliche Katastrophen künftig ausgeschlossen sein dürften. Im Hinblick auf die von Herrn Dr. Pistor aufgestellten Behauptungen geben doch auch diese Beispiele recht sehr zu denken.

Verschiedenes.

Amerikanische Brandversuche mit Wellblech-Garagen. (Ein Beitrag zu deren Normung in Deutschland.) Im Entwurf (DIN E 1915 Entwurf 1) für die „Normung transportabler Einzelgaragen" ist unter Ziffer III — Aufstellung der Garagen mit Rücksicht auf benachbarte Grundstücke — verlangt, daß

> „transportable Garagen auf Grundstücken so aufgestellt werden müssen, daß sie von anderen Gebäuden mit Öffnungen mindestens 3 m entfernt bleiben, falls nicht die Bauordnungen für die Gebäudeabstände allgemein größere Abstände vorschreiben".

Dieser Vorschlag würde in seinem ersten Teil wohl für einzelne — keineswegs für alle — Verwaltungsbezirke des Deutschen Reiches gegenüber den bisherigen Vorschriften eine geringe Erleichterung bedeuten können, wenn er im zweiten Teil nicht wieder erheblich eingeschränkt würde. Bei der heute sehr verschiedenen Fassung, Auslegung und Handhabung baupolizeilicher Vorschriften ist die Möglichkeit der Erweiterung jenes Maßes durch örtliche Dienststellen leider recht groß, weil veraltete Bauvorschriften noch immer nicht zeitgemäß abgeändert sind.

Im Interesse des Kraftwagenverkehrs und der beteiligten Industrien wäre eine einheitlich für das ganze Reichsgebiet gültige und schnelle Regelung für den Bau von Anlagen zur Unterbringung von Kraftfahrzeugen infolgedessen außerordentlich willkommen. Ganz besonders für die schnell aufstellbaren und billigen Wellblech-Garagen, die vor allem geeignet sind,

Abb. 1. Wellblech-Versuchsgarage zu Beginn des Brandversuches.

Abb. 3. Die geöffnete Wellblech-Versuchsgarage nach dem Brandversuch.

dem großen und immer stärker fühlbaren Mangel an Unterkunftsgelegenheit für Kraftfahrzeuge abzuhelfen. Es sei im folgenden untersucht, inwieweit die Forderung eines Abstandes von 3 m für solche Kleingaragen aus Stahl und Wellblech berechtigt ist und dabei vorausgeschickt, daß von der stahlverarbeitenden Industrie gegen den Vorschlag des Normenentwurfs Einspruch erhoben und demnach eine Fassung zu erhoffen ist, die der Wirklichkeit besser entspricht. Wir hoffen ferner, daß daraufhin an dieser Stelle auch von anderer Seite zu den Einzelheiten dieser doch recht wichtigen Frage Stellung genommen werden wird:

Die „Bauordnung für die Stadt Berlin" vom 1. 12. 1925 schreibt in Abschnitt II § 8b — Abstand der Bauten untereinander — vor, daß

„zwischen allen Baulichkeiten und Bauteilen auf demselben Grundstück, wenn sie nicht unmittelbar aneinander gebaut sind, ein Abstand von mindestens 5 m bleiben muß. Wenn eine der gegenüberliegenden Wände feuerbeständig und ohne Öffnungen ausgeführt wird, so genügt ein Abstand von 2,50 m."

Danach wird die Fassung des Normenblattentwurfes E 1915 für den Baupolizeibezirk der Stadt Berlin und für alle die zahlreichen Bezirke, die sich mehr oder weniger nach den Berliner Vorschriften richten, in jedem Fall überflüssig: Entweder muß eben das dort empfohlene Maß von 3 m auf 5 m vergrößert werden, da ja „die Bauordnung für die Gebäudeabstände allgemein größere Abstände vorschreibt". Oder es werden die bewährten Stahl- und Wellblechgaragen unserer leistungsfähigen deutschen Sonderfirmen als feuerbeständig im Sinne des § 8 Absatz b der vorerwähnten Berliner Bauordnung angesehen und der Abstand danach auf 2,50 m verringert. In dem bekannten Erlaß des Preußischen Ministeriums für Volkswohlfahrt vom 12. 3. 1925 betreffend baupolizeiliche Bestimmungen über Feuerschutz — II. 9. 161 — sind Wand- usw. Konstruktionen in Stahl und Wellblech jedoch weder unter den feuerbeständigen, noch den feuerhemmenden Bauweisen aufgeführt. Eine Reihe von Baupolizei-Dienststellen befolgt dazu dem Vernehmen nach die Praxis, sachgemäß ausgeführte Wellblechwände wenigstens als feuerhemmend anzusehen: Im folgenden sei der Beweis geliefert, daß sie für Garagen mit vollem Recht auch als feuerbeständig anzusehen sind, daß demnach das im Normenblattentwurf E 1915 verlangte Maß von 3 m unnötig groß ist und auf einen Bruchteil seines Wertes beschränkt werden kann. Das kann ohne Schaden für die Feuersicherheit des Grundstückes geschehen und bedeutet einen erheblichen Vorteil des Eigenheimbesitzers, der heute die Unterbringung seines Motorrades oder Kleinautos in einer erschwinglichen Garage an einem Berg von Paragraphen scheitern sieht, deren Ursprung zum Teil auf Zeiten und Ursachen zurückführt, die längst überholt sind.

Abb. 2a. Abb. 2b.

Versuchswände aus Pitch-Pine-Schalung auf Yellow-Pine-Pfosten in 1,50 bezw. 0,91 m Abstand von der brennenden Wellblech-Garage.

Nicht zu verkennen ist, daß die „Polizeiverordnung über den Bau von Anlagen zur Unterbringung von Kraftfahrzeugen vom 15. 9. 1926" mit dem § 21 offenbar Erleichterungen für Kleingaragen und Einfamilienhäuser schaffen will: In vielen Fällen wird jedoch auch diese Absicht immer wieder an dem Begriff der „Feuerbeständigkeit" scheitern: So lange, bis auch an der zuständigen Stelle die Eignung des Stahl- und Wellblechs für diese Zwecke gebührend gewürdigt wird.

In den Vereinigten Staaten ist nach dem Ergebnis der dortigen Brandversuche das dort bisher übliche Maß von 3,05 m im allgemeinen auf 1,50 m verringert. In Bezirken, in denen Holzdächer verboten sind, hält man es sogar in der Regel für zulässig, ganzstählerne Bauten bis auf 0,3 m an andere Gebäude heranzurücken.

Der Zweck der mit besonderer Rücksicht auf Kraftwagen und Zubehörteile vorgenommenen Versuchsreihe war der, nachzuweisen, daß für ganzmetallene Gebäude mit den in einer Zweiwagengarage vorhandenen Mengen und Arten von Brennstoff die bisherigen Feuervorschriften der Vereinigten Staaten nicht anwendbar sind. In der Tat ist einwandfrei festgestellt, daß die Höchsttemperatur die Widerstandsfähigkeit stählerner Wände üblicher Art nicht in der bisher angenommenen Weise übersteigt.

Zufolge dieser Versuche besteht nunmehr auf seiten der Verfasser der amerikanischen Bauordnung (Building Code) die ausgesprochene Neigung, in den Vereinigten Staaten für ganz in Metall hergestellte Zweiwagengaragen eine erheblich andere Klassifizierung als bisher, d. h. zur Zeit der Vornahme der Versuche, zuzulassen. Weitere Versuche mit völlig in Baustahl ausgeführten größeren Garagen und Wagenhäusern sind für den kommenden Sommer geplant. Auch hier erwartet man wieder als Ergebnis Beobachtungen, welche die heute bei manchem Feuerschutz-Fachmann vorhandenen Auffassungen erschüttern dürften. Man erhofft von diesem Ergebnis eine völlig andere Beurteilung von Ganzmetallbauten und erwartet endlich, daß die einschränkenden Bestimmungen verschwinden, die bisher in manchen amerikanischen Bauordnungen solche Bauten innerhalb der Feuerbezirke auf enge Flächen beschränken.

Im nachstehenden sei der Bericht des amerikanischen Bundes-Normenausschusses wiedergegeben und die Hoffnung ausgesprochen, daß die dortigen Ergebnisse und Folgerungen auch in Deutschland Beachtung finden:

Am 3. Juni 1926, einem warmen und windstillen Tage, setzten die Ingenieure des Bundes-Normenausschusses die in Abb. 1 dargestellte, aus Wellblech gebaute Zweiwagengarage auf dem Versuchsgelände der Regierung in Washington in Brand.[1]) Bemerkt sei, daß die gleiche Garage bereits am 19. Mai desselben Jahres eine gleiche Feuerprobe zu bestehen gehabt hatte. Links neben der Garage in 0,91 m Entfernung war eine Versuchswand aus Yellow-Pine-Pfosten und gespundeter Pitch-Pine-Verschalung. Rechts in 1,5 m Abstand — auf dem Bilde erkennbar und in Abb. 2a u. b in größerem Maßstabe dargestellt — befand sich eine Wand aus ähnlichem Material, das jedenfalls feuergefährlicher war, als man es für Bauzwecke im allgemeinen verwendet. Im Innern der Garage standen zwei Kraftwagen mit teilweise gefülltem Gasolinbehälter; auf der dabeistehenden Werkbank Gasolin- und Ölkannen, ferner ein Faß Excelsior-Öl und in einem Verschlage ein Haufen Altpapier. Auf dem Dach waren leichte Lumpen angehäuft, ebenso auf dem Fußboden. Im ganzen waren damit an Brennstoffen 454 kg Holz, Öl sowie 65 Liter Gasolin außer dem in den beiden Wagen befindlichen Gasolin vorhanden.

Ein Ölstreifen wurde quer durch den Raum vom Vergaser des rechten Autos zum Benzintank des linken ausgegossen, eine Tür 45 cm weit geöffnet zur Erzeugung eines Luftzuges. Das Gasolin im Vergaser des rechten Wagens wurde alsdann entzündet: Das Innere war sofort ein Flammenmeer, welches 4 Stunden lang anhielt und in dem die Temperatur auf 725° stieg.

Aluminiumteile und Glas schmolzen und tropften zu Boden, die Gasolinbehälter explodierten nicht. Bei der Untersuchung am nächsten

[1]) Vergl. u. a. Quarterly of the National Fire Protection Association, Boston (U. S. A.) July 1926, Vol. 20, Nr. 1.

Morgen fand man den Wagen und alles brennbare Material als Schrott und Asche, die Wellblechgarage aber selbst unbeschädigt (Abb. 3) bis auf kleine Risse in den Drahtglasfenstern.

Die 91 cm weit entfernte Holzwand fing erst nach 64 Minuten Feuer. Alsdann zeigten sich während der nächsten 30 Minuten ab und zu kleine Flämmchen, die leicht mit einer Küchenkelle ausgegossen werden konnten. Die rechte, 1,5 m weit entfernte Holzwand fing überhaupt nicht Feuer. Während der Dauer der Brandversuche war die Tür der benachbarten Einwagengarage (Abb. 1) dicht verschlossen. Die Temperatur im Innern des hier aufgestellten Fordwagens stieg nur um 6 bis 7°, diejenige im Gasolintank nur um 1,7°. Die Garage blieb nicht nur selbst völlig unbeschädigt, auch die ölgetränkte Werkbank und die an der dem Feuer zugekehrten Wellblechwand hängenden Ölbehälter zeigten nicht die geringste Spur von Rauchbildung.

Dieser strenge behördliche Versuch zeigt ohne Frage die Fähigkeit des Wellbleches, bei sehr großer äußerer Hitze eine vergleichsweise niedrige und sichere Innentemperatur zu bewahren und dadurch die Brandmöglichkeit in der unmittelbaren Höhe von Wellblechgaragen auf ein Mindestmaß zu beschränken.

Streckenausbau in Stahl. Über fünfjährige Erfahrungen mit Stahlbogenstreckenausbau in England berichtet Dr. Fritzsche-Essen kurz in „Glückauf“ vom 19. Mai 1928 auf Grund englischer Mitteilungen in Colliery Guardian Bd. 136 S. 937.

Abb. 1. Stählerne Grubenstempel Bauart Schwarz.

Nachdem man in England auf mehreren Gruben — in Teufen von 100 bis 300 m und bei verschiedenen Gesteinarten — vor mehreren Jahren von dem bis dahin üblichen Holztürstock-Ausbau zum Stahlbogen-Ausbau übergegangen war, ist man nunmehr wohl in der Lage, auf Grund der dabei gewonnenen Erfahrungen Vergleiche anzustellen. Die erstmaligen Kosten betragen beim Ausbau in Stahl etwa das Doppelte wie bei Holz, dagegen stellt sich die Unterhaltung um 40 bis 50 v. H. niedriger. Ins Gewicht fällt ferner die auf 60 v. H. bezifferte Abnahme der Unfälle, außerdem werden Abnahme der Störungen bei der Förderung, bessere Wetterführung, Wiederverwendungsmöglichkeit und andere Vorteile festgestellt.

Abb. 2. Kniegelenkausbau System Moll.

Abb. 3. Rundausbau mit Knieschuhen nach Moll.

Die Gestelle werden in Abständen von 20 bis 80 cm angeordnet, von der Hufeisenform ist man zu der von Bogen mit geraden Pfosten übergegangen, die in zwei Hälften eingebracht und im Scheitel verlascht werden. Das Gewicht eines ganzen Bogens von 3 m l. W. beträgt 120 kg, Anfuhr und Einbau der 60 kg schweren Hälften bereiten also keine Schwierigkeiten. Als vorteilhaft und wichtig hat sich nach den oben erwähnten Meldungen erwiesen, das Gestein möglichst in der Bogenform auszuschießen und eine unmittelbare Berührung des Gesteins mit dem Stahlgestell zu vermeiden, dieses vielmehr allseitig mit Holz zu verschalen und Hohlräume zwischen Schalung und Gesteinwand sorgfältig auszufüllen.

Von der Beratungsstelle für Stahlverarbeitung in Düsseldorf werden uns zu dem Gegenstand die beigefügten drei Abbildungen zur Verfügung gestellt, aus denen ersichtlich ist, wie weit man auch in Deutschland bereits mit der Herstellung technisch einwandfreier, betriebssicherer und wirtschaftlicher Streckenausbau-Systeme in Stahl gekommen ist. Abb. 1 zeigt den von der Firma H. Schwarz in Wattenscheid hergestellten stählernen Grubenstempel, dessen Prinzip auf der Vereinigung von Formänderungs- und Reibungsarbeit beruht. Mittels einer Keilpaarung zwischen Unter- und Oberstempel und der Anwendung eines Holzkeiles als Formänderungskörper wird die Nachgiebigkeit des Stempels unter dem Gebirgsdruck gewährleistet.

Während — wie auch aus der Abbildung ersichtlich ist — hölzerne Stempel schneller Zerstörung ausgesetzt sind, stehen z. B. auf Zeche „Pluto“ in Wanne-Eickel Stahlstempel der genannten Bauart seit Jahresfrist, ohne Reparaturen erforderlich gemacht zu haben. Nach Abwurf der Strecke wird der Ausbau wiedergewonnen und kann anderweitig wieder verwendet werden. Bei dem in Abb. 2 u. 3 dargestellten gelenkigen Streckenausbau nach dem System F. W. Moll wird die Nachgiebigkeit durch ein sogenanntes Knieschuhgelenk erzielt: Um einen horizontal gelagerten Holzstempel wird ein zweiteiliges Kniestück gefügt, das aus Stahlblech angefertigt ist und Aussparungen für die Profileisen besitzt. Die Profileisen selbst können in gerader oder auch in geknickter Ausführung verwandt werden (Ab. 2). Der Rundausbau (Abb. 3) mit Kniegelenken, der bei besonders starkem Firstdruck noch ein drittes Kniegelenk in der Kappe erhält, ist auch für die stärksten Beanspruchungen geeignet. Die Unkostensteigerung für die Einfügung von Kniegelenken ist gering.

Fußgängerbrücke über die Murg bei Kirschbaumwasen. Die Brücke liegt unterhalb des Einlaufwehres des Murgkraftwerkes der Badischen Landeselektrizitätsversorgung A.-G. (Badenwerk) und vermittelt den Verkehr zwischen der Hauptstraße und dem neu errichteten Bahnhof der Strecke Rastatt—Freudenstadt. Da nur Fußgängerverkehr und leichte Handwagen zugelassen werden sollen, wurde die lichte Weite mit 1,50 m angenommen. Der Berechnung sind die Nutzlasten der Brückenklasse III nach DIN 1072 zugrunde gelegt, der Entwurf wurde von Herrn Dr.-Ing. Kammüller-Karlsruhe gefertigt, die Ausführung hatte das Eisenwerk Grötzingen in Auftrag.

Das System der Brücke ist eine versteifte Hängebrücke mit aufgehobenem Horizontalschub (Abb. 1), der an den beiden Brückenenden in den Untergurt des als durchlaufender Balken ausgebildeten Versteifungsträgers überführt wird. Die Aufhängung erfolgt an Flacheisen, und zwar nur in dem mittleren Feld von 28 m Stützweite. Von der Ausführung der Hängeglieder in Drahtseilen wurde abgesehen, da die Flacheisen durch ihre Breite ästhetisch besser wirken und die unsichere Berechnung des Elastizitätskoeffizienten bei Drahtseilen vermieden werden sollte. Einzelheiten der Aufhängekonstruktion s. Abb. 2. Das System ist im ganzen dreifach statisch unbestimmt, der Versteifungsträger ist vierfach, und zwar über dem einen Pfeiler gelenkig gelagert, während die anderen Lager horizontale Verschiebungen zulassen. Auf dem zweiten Pfeiler wird das durch ein einfaches Gleitlager ermöglicht, an den Brückenenden dadurch, daß ein versteiftes Flacheisen horizontale Bewegungen zuläßt, aber auch die Druck- bezw. Zugkräfte lotrecht übertragen kann (Abb. 3). Gegen

Abb. 1. Ansicht und Querschnitt.

Bewegung senkrecht zur Brückenachse sind sämtliche Lager durch Verankerung gesichert. Die Ausbildung der Brückenjoche ist in Abb. 1 schematisch dargestellt; die Druckkraft wird durch das querliegende U-Eisen in die Ständereisen übertragen, der untere Teil des Joches wirkt als Rahmen; zwecks Aufnahme der Windmomente wurden die Ständer durch aufgelegte Flacheisen verstärkt. Die lichte Weite der Brücke von nur 1,50 m wurde gewählt, da sie für schwere Fuhrwerke die Zufahrt unmöglich macht, für die in dortiger Gegend üblichen Handkarren jedoch noch genügend ist. Der Belag besteht aus Holzbohlen.

Der Grund zur Wahl des beschriebenen Systems war der, daß die Behörde wegen des Hochwasserabflusses Wert auf eine große Mittelöffnung legte, die Brücke aber trotzdem ästhetisch befriedigen sollte. Weiterhin war entscheidend für diese Ausführung die erhebliche Kostenersparnis gegenüber einer Eisenbetonbrücke. Die Stahlkonstruktion wiegt, obwohl die Profile größtenteils stärker gewählt sind als notwendig, kaum 10 t. Selbst wenn die Unterhaltungskosten einer Stahlbrücke gegenüber einer ebensolchen in Eisenbeton etwas höher sein sollten[1]), erreicht das die hier erzielte Ersparnis bei weitem nicht. Fr. Desch, Grötzingen.

[1]) Was erst zu erweisen ist und für eine ganze Reihe von Fällen jedenfalls nicht zutrifft. Die Schriftleitung.

Abb. 2. Aufhängekonstruktion Punkt 2, 3, 4 usw.

Abb. 3. Auflager-Punkt 0.

Der Reichsverband industrieller Bauunternehmungen über die Erfahrungen mit der Verdingungsordnung für Bauleistungen. Während der Hauptversammlung der Gruppe Provinz Sachsen-Anhalt-Thüringen des Reichsverbandes industrieller Bauunternehmungen in Erfurt wurde folgende Entschließung angenommen:

„Die Versammlung begrüßt die nahezu restlose Einführung der Verdingungsordnung für Bauleistungen auf das lebhafteste und erwartet auch die Durchführung in loyaler Weise. Die klaren Verdingungs- und Vertragsbestimmungen der V. O. B. gewähren eine wirtschaftliche und reibungslose Abwicklung der Bauaufträge. Die Versammlung gibt daher der Erwartung Ausdruck, daß die endgültige Einführung nur noch eine Formfrage ist."

Der Verband wandte sich im Verlauf der Hauptversammlung weiterhin gegen die öffentliche Ausschreibung von Beton- und Eisenbetonbauten. Die Versammlung nahm dazu folgende Resulution an:

„Die neuerdings sich häufenden öffentlichen Ausschreibungen von Beton- und Eisenbetonbauten geben der Versammlung Anlaß, nachdrücklichst auf die Gefahr unsachgemäßer Ausführungen bei einer Vergebung an andere als Spezialfirmen hinzuweisen. Die öffentliche Ausschreibung verursacht Kosten, die volks- und privatwirtschaftlich unproduktiv sind. Die Beton- und Eisenbetonbauindustrie fordert daher und auch im Interesse ihres Ansehens die beschränkte Ausschreibung derartiger Bauvorhaben."

Es mag in der Tat wünschenswert erscheinen, im Sinne der vorstehenden Entschließung die von der Natur des Baustoffes bedingten Schwierigkeiten und Gefahren durch strengste Auswahl der Hersteller wenigstens nach Möglichkeit zu vermindern. Darüber hinaus kann die Entschließung in ihrer grundsätzlichen Bedeutung nur auf das wärmste begrüßt werden. Immer wieder muß darauf hingewiesen werden, daß die zuständigen Reichs- und Landesbehörden zu der für die gesamte Wirtschaft so überaus wichtigen Frage der öffentlichen Ausschreibungen Stellung nehmen. Selbstverständlich ist die Lösung der Frage nicht möglich nur für ein Einzelgebiet, sie kann nur auf genereller Grundlage erfolgen.

Zur Lage des Baumarktes, Besserung der Baugeldbeschaffung. Die Bautätigkeit scheint in der letzten Zeit etwas lebhafter zu werden, bleibt freilich immer noch nicht unerheblich hinter der in den gleichen Monaten des Vorjahres zurück und zeigt starke regionale Schwankungen: Während der Siedlungsbau und die Bautätigkeit in den Großstädten stärker entwickelt sind, ist die Industrie — abgesehen von einigen Ausnahmen in Westdeutschland — ziemlich zurückhaltend.

Die großen Baugesellschaften vermochten ihre geringere Beschäftigung für das Inland zum großen Teil durch die Hereinnahme von Auslandsaufträgen auszugleichen und dürften in der Mehrzahl bis auf weiteres ausreichend beschäftigt sein. Weniger gut geht es den kleinen und mittleren Unternehmen, die noch unter den bisherigen Finanzierungsschwierigkeiten und unter der sich gleichzeitig verschärfenden Konkurrenz zu leiden haben.

In der allerletzten Zeit zeigen sich freilich Anzeichen dafür, daß die ersteren sich für das Baugewerbe bessern und die Knappheit auf dem Hypothekenmarkt bereits nicht mehr ganz so groß ist. Auch die Zinssätze sind demzufolge bereits etwas zurückgegangen. Man hat diese Zunahme des Angebotes in Zusammenhang gebracht mit dem Nachgeben der allgemeinen Konjunktur, durch das Mittel verfügbar werden. In Wahrheit dürfte jedoch das Angebot kaum allzusehr zugenommen haben und die erwähnte kleine Erleichterung darauf zurückzuführen sein, daß die Zurückhaltung der Geldnehmer andauert, während mit einer stärkeren Nachfrage gerechnet war.

Zur Lebensdauer von Stahlbauten.[1]) Der Gegenstand ist in den bisherigen Heften des „Stahlbau" bereits eingehend gewürdigt worden, vorzugsweise auf Grund amerikanischen Schrifttums, das in der Lage ist, sich auf wenn nicht ältere, so doch umfassendere Erfahrungen auf diesem Gebiet zu stützen. Im folgenden vermag der Verfasser als weiteren Beleg für die Widerstandsfähigkeit und Dauer von Stahlbauten konkrete Mitteilungen über einige ältere Gebäude dieser Art — ebenfalls wieder aus den Vereinigten Staaten — zu machen:

Als erstes Hochhaus in der jetzt weitverbreiteten Skelettbauweise gilt ein zehnstöckiges Hochhaus in Chicago aus dem Jahre 1883; ihm folgten bald ein 12- und ein 14stöckiges Haus. Alle drei stehen noch und sind in einwandfreiem Zustande. Das erste derartige Haus in New York wurde in den Jahren 1888 und 1889 errichtet; mit seinen 10 Stockwerken mußte es 1914 einem 35stöckigen Gebäude (Broadway Nr. 50) Platz machen. Bei seinem Abbruch wurden alle Teile sachkundig untersucht, es wurden Lichtbilder aufgenommen, und ein Bericht über den Befund spricht sich dahin aus, daß keine nennenswerte Roststelle gefunden worden sei, die irgendwie Besorgnis für den Bestand des Bauwerkes hätte erregen können. Bei einem anderen Hochhaus mit 16 Stockwerken aus dem Jahre 1896, das 1910 durch das 39 Stockwerke hohe Bankers Trust Building verdrängt wurde, fand sich beim Abbruch, daß das Stahltragwerk mit Ausnahme einer einzigen Säule in tadelfreiem Zustande war. Der Berichterstatter glaubte daraus schließen zu können, daß z. B. das Equitable Trust Building für die nächsten 100 Jahre noch vollständig standfest sein würde.

Sehr sorgfältig auf seinen baulichen Zustand wurde ein 12stöckiges Gebäude in Chicago, der „Frauentempel", erbaut 1890/91, bei seinem Abbruch im Jahre 1926 untersucht. Der Bericht über den Befund sagt, daß, abgesehen vom Dach, die Teile des Stahlfachwerkes keine Schäden von irgend welcher Bedeutung aufgewiesen hätten. Die Mehrzahl der Säulen und Träger sei in durchaus einwandfreiem Zustande gewesen. Obgleich die Obergurte der Träger in die Schlackenauffüllung der Fußböden zu liegen gekommen waren, zeigt keiner von ihnen Rostspuren. Dabei wurde aber festgestellt, daß das Gebäude in allen seinen Teilen nach Grundsätzen entworfen war, die als vollständig veraltet anzusehen sind.

Was die zur Genüge erörterte Rostfrage anbelangt, so erschien bereits im Jahre 1923 eine Bibliographie von van Paten mit nicht weniger als 2025 Hinweisen aus der Buch- und Zeitschriftenliteratur. Eingehend wird das Rosten von Eisen von F. N. Speller in seinem 1926 erschienenen Werk „Corrosion, Causes and Prevention, an Engineering Problem" behandelt, das Engineering als klassisch bezeichnet: In ihm finden sich 400 Hinweise im Text auf Veröffentlichungen, und in einem Literaturnachweis wird ein Auszug aus einer Liste von 7000 Stellen aus dem Fachschrifttum mitgeteilt, die von einer Eisen- und Stahlröhren erzeugenden Unternehmung aufgestellt, aber nicht im ganzen veröffentlicht ist. Als besonders wertvoll wird ein Abschnitt in diesem Werk bezeichnet, der sich mit dem Schutz des Stahls gegen Witterungseinflüsse befaßt. Wkk.

[1]) Vergl. „Stahlbau" Heft 1, S. 12: Baustahl und Eisenbeton im Ingenieurbau;
Heft 3, S. 35: Baustoffwahl und Baugeldverzinsung;
Heft 4, S. 38: Grenzen für die Lebensdauer des Baustahls;
Heft 4, S. 48: Baustahl, Bank- und Geschäftshausbau.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des ersten Jahrganges „Der Stahlbau" 7,50 R.-M. und Postgeld

1. Jahrgang | BERLIN, 27. Juli 1928 | Heft 9

Die Abraumförderbrücken der Gruben Hansa und Prinzessin Viktoria.

Von Dr.-Ing. **C. Scharnow**, Sterkrade.

Der Braunkohlenbergbau, der vor dem Kriege noch eine ziemlich unbedeutende Rolle spielte, hat unter dem Kohlenmangel während der Kriegsjahre einen glänzenden Aufschwung erfahren und durch neuzeitlichen Ausbau der Betriebsmittel seine Stellung behauptet und weiter ausgebaut. Die Gewinnung der Braunkohle erfolgt in der Hauptsache im Tagebau. Einen wesentlichen Anteil an den Förderkosten der Braunkohle bilden die Kosten für das Abräumen, Abfördern und Wiedervorkippen der über den Braunkohlenflözen lagernden Deckschichten. Aus diesem Grunde setzte gerade hier die Entwicklung der technischen Hilfsmittel am stärksten ein. An die Stelle von Schippe, Handkarre und Muldenkipper traten zunächst Bagger und Selbstentlader. Seit einigen Jahren hat nun die A. T. G. (Allgemeine Transportanlagen G. m. b. H., Leipzig) ein neues Fördermittel eingeführt — die Abraumförderbrücke —, dem folgende technische Ideen zugrunde liegen.

Abb. 1. Abraumförderbrücke für Grube „Prinzessin Viktoria" der Gewerkschaft Neurath in Bedburg, Bez. Köln.

Das Abräumen der Deckschichten erfolgt durch einen Eimerkettenbagger, der unmittelbar mit einer Förderbrücke verbunden und mit dieser verfahrbar ist. Der Bagger schüttet den Boden auf ein Förderband, das in einem geschlossenen Laufgang über der Brücke läuft. Auf diese Weise wird der Abraum über die freigelegte Braunkohle hinwegbefördert und durch Schüttrohre in das ausgebeutete Grubenfeld geschüttet. Abb. 1 u. 2 lassen diesen Arbeitsvorgang deutlich erkennen.

Die besonderen Anforderungen des Betriebes bedingen in einzelnen Punkten eine eigenartige Ausbildung der Brücke, die von der üblichen Bauweise des allgemeinen Brückenbaues stark abweicht und sie deshalb einer kurzen Beschreibung wert macht.

Abb. 3. Gleitträger mit Fahrwerk der Brücke „Hansa" (Haldenseite).

Es handelt sich um die Abraumförderbrücken für die Grube „Prinzessin Viktoria" der Gewerkschaft Neurath in Bedburg, Bez. Köln, und die Grube „Hansa" in Tröbitz der Neuen Senftenberger Kohlenwerke A.-G., Tröbitz. Für diese Gruben wurden von der A. T. G., Leipzig, nach deren grundlegenden Patenten den jeweiligen bergbaulichen Verhältnissen entsprechende, außergewöhnlich große Förderbrückenanlagen entworfen und von der genannten Firma als Generalunternehmerin die Gutehoffnungshütte mit der Berechnung, Lieferung und Aufstellung der Brückenkonstruktion betraut.

Die grundsätzliche Ausbildung ist bei beiden vorgenannten Bauwerken ungefähr die gleiche. Wie aus den Bildern ersichtlich, überspannen die Brücken mit nur einer Öffnung den gesamten Tagebau, und zwar die Brücke Neurath mit 160 m und die Brücke Hansa mit 130 m. Sie bewegen sich auf Gleissträngen, die einerseits auf der Halde, anderseits im ausgebeuteten Grubenfeld verlegt sind. Für den letzteren Gleisstrang schüttet sich die Brücke mittels eines Abfallrohrs selbst ihre Bahn. Bei beiden Brücken sind die Bagger in die Brücken eingebaut. Die Eimerleitern haben eine Länge von etwa 36 m und ein Gewicht von rd. 90 t. Sie hängen mit Flaschenzügen an der Brücke und werden durch Winden, die im Baggerhaus stehen, gehoben und gesenkt.

Abb. 2. Abraumförderbrücke für Grube „Hansa" der Neuen Senftenberger Kohlenwerke A.-G. in Tröbitz.

Die Gesamtlänge der Brücke Neurath beträgt etwa 218 m, die der Brücke Hansa etwa 215 m. Diese Brückenlängen bieten an sich nichts Ungewöhnliches. Außergewöhnlich für ein Bauwerk von solcher Größe sind die Bewegungsmöglichkeiten und die eigenartigen Konstruktionen, die durch die Art des Betriebes bedingt werden. Damit der Bagger fortlaufend einen gleichmäßigen Bodenstreifen abräumen kann, fährt die Brücke langsam auf zwei Gleisanlagen mit je vier Schienen an der Böschung entlang. Um die Halde gleichmäßig beschütten und auch die Ecken der Grube ausräumen zu können, müssen sich die Fahrwerke auf der Haldenseite und der Baggerseite unabhängig voneinander bewegen können. Jedes Fahrwerk kann gegen das andere vorausfahren oder zurückbleiben, so daß die Brücke in eine starke Schrägstellung gegen die Lotrechte zur gewöhnlichen Fahrt-

Abb. 4. Fahrwerksträger der Brücke „Hansa" mit Königsstuhl und Ringträger (Baggerseite).

richtung gebracht werden kann. Je nach der Stärke des Deckgebirges kann der Unterschied in der Höhenlage des Gleisstranges auf der Baggerseite und des Gleises auf der Haldenseite bis zu 13 m betragen; dabei kann das haldenseitige Fahrwerk bergauf fahren, während das baggerseitige Fahrwerk zur gleichen Zeit bergab fährt. Die gegenseitige Entfernung der beiden Gleisstränge kann um 8 m verringert oder vergrößert werden, so daß man nicht an ein unbedingt genaues Verlegen der Gleisstränge gebunden ist. Entsprechend dem Fortschreiten der Abraumarbeit werden die Gleise durch Gleisrückmaschinen in der Abbaurichtung seitlich verschoben.

Um allen diesen Anforderungen zu genügen, mußte eine Auflagerung in drei Punkten gewählt werden. Die Stütze auf der Haldenseite ist in zwei Punkten auf die Fahrwerke gelagert. Zur Ermöglichung der Drehbarkeit um 50° und der Verschieblichkeit um 8 m wurde die Auflagerung im einzelnen wie folgt durchgeführt:

Den unteren Abschluß der Stütze bildet auf jeder Seite ein Trägerpaar mit je einer Kranbahnschiene an der Unterseite. Die Kranbahnschienen verschieben sich auf Rollen. Die Auflagerdrücke werden auf jeder Seite durch einen Kugelzapfen auf die Fahrwerke übertragen, so daß an der Stütze zwei Punktlager vorhanden sind. Abb. 3 zeigt die Gleitträger der Brücke Hansa. Zur Aufnahme der recht bedeutenden horizontalen Kräfte aus dem Winddruck und den Bremskräften ist zwischen jedem Trägerpaar ein volles Blech als Horizontalträger vorgesehen. Horizontale Räder dienen zur Überleitung der Horizontalkräfte auf die Fahrwerke.

Auf der Baggerseite ist die Lagerung unter Ausnutzung des Baggerrahmens so ausgebildet, daß sie einer Punktlagerung entspricht. Die Fahrwerke tragen hier einen schweren Königsstuhlträger mit einem Zapfen, über den sich der Baggerrahmen glockenartig legt. Die lotrechten Lasten von rd. 500 t werden an der Spitze des Zapfens durch eine Kugelschale aufgenommen. Die aus Horizontalkräften und Momenten entstehenden Kräftepaare nehmen die Kugelschale und einen Stahlgußring auf. Um diesen Stahlgußring, der am Königsstuhl befestigt ist, dreht sich ein genieteter Ringträger des Baggerrahmens. Abb. 4 zeigt den Fahrwerksträger mit Königsstuhl und Ringträger, der außerhalb der Brücke zusammengebaut und dann untergeschoben wurde. Der Ringträger wurde nachträglich an den Baggerrahmen angenietet.

Das Tragwerk des Baggers besteht aus zwei Gitterträgern mit Querträgern und Verbänden. Die gegenseitige Entfernung der Gitterträger beträgt 2,2 m. Sie liegen zwischen den Hauptträgern der Brücke, die einen gegenseitigen Abstand von 9 m haben. In Abb. 5 ist die grundsätzliche Anordnung dargestellt, durch die eine Punktlagerung erreicht wurde.

Im letzten und vorletzten Querrahmen lagert sich die Brücke durch je einen Gelenkzapfen auf den Baggerrahmen. Diese Gelenkzapfen wurden so hoch wie möglich gelegt, um die Torsionskräfte auf das Hauptträgersystem zu verringern. Die Resultierende der Windauflagerdrücke liegt ungefähr in Höhe der Zapfen. Der Baggerrahmen stülpt sich mit seinem Ringträger über den Königszapfen des schon beschriebenen großen Fahrwerksträgers. Der Baggerantrieb arbeitet in einem geschlossenen Maschinenhaus, das am Ende der Brücke liegt. Die übrigen Maschinenhäuser auf der Brücke enthalten den Antrieb der Bänder bezw. die Umladestationen. Das Transformatorenhaus, das auch die gesamten Schaltanlagen enthält, ist seitlich an der Brücke aufgehängt.

Abb. 5. Grundsätzliche Darstellung der Punktlagerung (Baggerseite).

Abb. 6. Montagestellung der Brücke „Neurath". (Punktiert: Stellung nach dem Verschieben.)

Abb. 7. Stützenfuß und Verschiebewagen beim Überschreiten der Kettenbahnen.

Abb. 8. Freivorbau der Brücke „Hansa".

Die Gliederung der Brückenhauptträger ist einfach und klar. Zur Gewichtsverminderung wurde durch Zwischenfachwerk die Knicklänge der langen Druckstäbe unterteilt. In jedem Hauptknotenpunkt wurde ein Querrahmen angeordnet, der gleichzeitig die Bandbrücke trägt. Diese besteht aus leichten Gitterträgern von etwa 2 m Höhe und 12 bis 13 m Stützweite und ist mit Holzschalung verkleidet. Im ganzen wurde danach gestrebt, das Gewicht der Brücke mit Rücksicht auf die beschränkte Tragfähigkeit des Untergrundes möglichst gering zu halten. Es wurde deshalb bis auf einige untergeordnete Teile St 48 verwandt, der im günstigsten Falle mit 2080 kg/cm² beansprucht wurde. Die Windverbände bestehen aus gekreuzten Diagonalen, die nur für die Zugkraft bemessen wurden. Da sich die Hauptträger der Brücke beim Fahren in geneigtem Gelände bis zu 3° schrägstellen können und am baggerseitigen Ende nur ein Punktlager vorhanden ist, so haben die Verbände erhebliche Kräfte aus der Torsion der Hauptträger aufzunehmen.

Wie oben schon erwähnt, ruht die Brücke in der Grube mit der Stütze beiderseits auf einem um etwa 8 m parallel zur Brückenlängsachse verschieblichen Auflagerpunkt. Das Netz der Stütze ist aus den Abbildungen zu ersehen. Der obere und untere Windverband laufen durch die Stütze zum Ausleger hindurch. In der untersten wagerechten Ebene wurde ein dritter Wagerechtverband angeordnet. Damit wurde das System der Stütze innerlich einfach statisch unbestimmt unter der Annahme, daß von den gekreuzten Diagonalen nur der Zugstab wirkt. Beim Schwenken der Brücke kommt eine schiefe Auflagerung zustande, derart, daß die

Stützpunkte unter den diagonal gegenüberliegenden Ecken der Stütze liegen (Abb. 3). Sie ergibt zusammenwirkend mit der Dreipunktlagerung eigenartige Kräfte in der Stütze, so daß für die statische Berechnung das räumliche Fachwerk untersucht werden mußte.

Die Aufstellung der Brücke Neurath bot einige Schwierigkeiten. Mit Rücksicht auf den Grubenbetrieb, der nicht gestört werden durfte, wurde die Brücke in der auf Abb. 6 dargestellten Lage zusammengebaut. Begonnen wurde gleichzeitig an der Stütze und am baggerseitigen Ende. Die unmittelbar an der Stütze liegenden Trägerfelder wurden frei vorgebaut. Dann wurde die Brücke in Richtung ihrer Achse in die Arbeitsstellung geschoben und auf die Fahrwerke abgesetzt. Um die Lasten beim Verschieben möglichst gering zu halten, wurden Kragarm und Baggerrahmen erst später eingebaut. Beim Verschieben durfte der Grubenbetrieb nicht unterbrochen werden; dazu mußten einige Kettenbahnen überfahren werden. Abb. 7 zeigt den Stützenfuß mit den Verschiebewagen beim Überschreiten einer Kettenbahn. Zum Verschieben wurde ein Teil der Wagen der Brückenfahrwerke benutzt. Nachdem die Brücke in ihre endgültige Lage gefahren war, mußte das baggerseitige Ende auf die Höhenlage gebracht werden, damit der Bagger eingebaut und die Fahrwerke untergeschoben werden konnten.

Die Aufstellung der Brücke Hansa war einfacher. Die Aufstellung erfolgte hier in ähnlicher Lage wie bei Neurath mit Hilfe eines Schwenkkrans, der auf dem Obergurt lief. In dieser Lage wurde die Brücke fertig zusammengebaut, der Kragarm im freien Vorbau. Alsdann wurde sie auf die Fahrwerke abgesetzt und durch Schwenken und Verschieben senkrecht zu ihrer Achse in die Arbeitsstellung gebracht. Abb. 8 zeigt den freien Vorbau in schwindelnder Höhe.

Das Gewicht der Hauptträger mit Stütze beträgt bei der Brücke Neurath etwa 560 t und bei der Brücke Hansa etwa 570 t.

Die ganze Aufstellung vollzog sich ohne größere Unfälle und das Eisenbauwerk arbeitet bei beiden Brücken vom Tage der Inbetriebnahme an zur vollen Zufriedenheit. Bis heute sind bereits viele Millionen Kubikmeter Erde über die Brücken geflossen; dabei hat sich die ganze Anlage vorzüglich bewährt.

Abb. 1. Längenschnitt und -ansicht.

Ein 20000-Tonnen-Bunker.

Von Oberingenieur **Julius Hirtzel**, Saarbrücken.

Ein Hüttenwerk im Saargebiet erbaute im Jahre 1905/06 einen Erzbehälter von 120 m Länge und 17,3 m Breite in Stahlkonstruktion. Der Bunkerboden bestand aus einer Trägerlage mit Betonkappen, die seitlichen Abschlußwände bildeten versteifte Stahlbleche. Die Erzzufuhr erfolgt mittels dreier auf die ganze Bunkerlänge durchgehender Gleisbrücken. Die Entwicklung des Werkes erforderte nun den Bau eines weiteren Erzbehälters, dessen Aufstellungsort unmittelbar neben dem vorerwähnten Behälter sein sollte.

Im Wettbewerb standen Eisenbeton- und Stahlkonstruktionen: Im Laufe der Verhandlungen und während der Prüfung der einzelnen eingegangenen Vorschläge zeigten sich an verschiedenen Stellen des Werkes Bodenbewegungen, die ihre Ursache nur in Senkungen, wie sie durch Grubenbetrieb hervorgerufen werden, haben konnten. Diese Tatsache war die Veranlassung, in eine Prüfung darüber einzutreten, ob es ratsam ist, ein so großes und wichtiges Bauwerk bei den gegebenen Bodenverhältnissen in Eisenbeton auszuführen. Um ein genaues Bild zu bekommen, wie der seit 23 Jahren bestehende große Stahlbunker sich bei den beobachteten Bodensenkungen verhalten hat, wurden genaue Messungen angestellt, und es ergab sich, daß an einzelnen Stellen Senkungen bis zu 25 cm eingetreten waren. Die Oberkanten der Bunkerwände, die bei der Errichtung des Bauwerkes selbstverständlich eine wagerechte Linie bildeten, sind jetzt leicht gewellt. Nachdem dies festgestellt war, wurde der Behälter selbst in seinen einzelnen Konstruktionsteilen einer genauen Besichtigung unterzogen, und man konnte feststellen, daß trotz der Senkungen und der erheblichen Verschiebungen keinerlei Beschädigungen an der Konstruktion eingetreten waren. Die Stahlkonstruktion hatte infolge ihrer Elastizität also den Bodensenkungen folgen können und sich mithin vorzüglich bewährt. Auch eine weitere Untersuchung des Bunkers ergab ein sehr befriedigendes Bild: Meßbare Anrostungen und Verminderung der Blechstärken sind nicht vorhanden. Die Außenhaut des Behälters war gut in Anstrich gehalten worden, und die Innenflächen der Stahlbleche und der Ausläufe waren blank, wie dies durch die dauernde Benutzung und das dauernde Füllen mit Erz zu erwarten war.

Abb. 2. Grundriß.

Abb. 3. Querschnitt.

Da nun anzunehmen ist, daß die Bewegungen in dem Gelände noch nicht zum Stillstand gekommen sind, war es fraglich, ob unter den gegebenen Verhältnissen die Ausführung des Bauwerkes in Eisenbeton empfehlenswert sei. Auf Grund des vorzüglichen Zustandes der Stahlkonstruktion des alten Bunkers entschloß man sich, auch den neuen Bunker in Stahl auszuführen; insbesondere da von der mit dem Auftrag betrauten Firma noch Vorschläge gemacht wurden, die dahin gingen, die Konstruktion in ihren einzelnen Teilen so durchzubilden, daß sie senkrechten Boden-

Abb. 4. Bunkeraußenwand und Dach.

bewegungen ohne weiteres folgen konnte.

Der neue große, hauptsächlich zur Lagerung von Minette bestimmte Bunker hat bei 12 250 m³ Inhalt ein Fassungsvermögen von rd. 20 000 t Erz. Sein allgemeiner konstruktiver Aufbau ist aus den Abbildungen 1 bis 3 zu ersehen. Die Beschickung des Bunkers erfolgt durch Talbotwagen mit seitlicher Entleerung, welche auf drei über den Bunker hinweggeführten Gleisbrücken laufen, die für den Lastenzug „G“ der Deutschen Reichseisenbahn-Gesellschaft berechnet sind.

Der Bunker ist vollständig überdacht: Die Dacheindeckung besteht aus Holzschalung mit doppelter Papplage auf Holzsparren. An den Stützbindern für die Überdachung sind zwei Laufstege aufgehängt, welche die Möglichkeit bieten, den Bunkerinhalt jederzeit zu überwachen. Außerdem können auch die Talbotwagen bequem von den Laufstegen aus erreicht werden. An einem Ende des Bunkers (vergl. Abb. 1 u. 2) ist mittels besonderer, zum Teil geneigter Trennwände ein entsprechender Raum für Manganerz geschaffen. Sämtliche Seiten- und Trennwände des Erzbunkers bestehen aus Stahlblechen, welche durch wagerechte U-Profile versteift werden und unmittelbar an den Stützen angeschlossen sind (vergl. Abb. 2 und 4). Der Boden des Bunkers wird aus Betonkappen zwischen querverlagerten Bodenträgern gebildet. Die Bodenträger stützen sich auf in der Längsrichtung durchlaufende Unterzüge, welche durch die durchgehenden Stützen durchstoßen und anderseits oben auf den kurzen Zwischenstützen gelagert sind. Zur Erzielung der erforderlichen Beweglichkeit sind die Unterzüge über jeder Stütze abgesetzt. Ihre Verschraubung ist mit federnden Unterlagscheiben versehen (Abb. 5). Da sie in ihrem oberen Teil seitlich nur lose gesichert werden, sind sie ohne weiteres in der Lage, senkrechten Bodenbewegungen stattzugeben. Eine ähnliche Konstruktion zeigt die Auflagerung der Bodenträger auf den Unterzügen (Abb. 6). An den Stützen sind Höhenmarken angebracht, welche gestatten, jederzeit festzustellen, ob Bodensenkungen eingetreten sind. Sobald sich solche Senkungen zeigen, können die Stützen sofort angehoben werden: Dafür ist bei jeder Stütze eine Hilfskonstruktion vorgesehen, welche das Untersetzen einer Hebevorrichtung ohne weiteres ermöglicht (Abb. 7). Zur Vermeidung von Rissen, welche in der Betondecke des Bunkerbodens bei Bodensenkungen eintreten könnten, sind hier übereinstimmend mit den Bewegungsmöglichkeiten der Bodenträger entsprechende Trennfugen angebracht. Die Bauzeit betrug vier Monate und war so eingeteilt, daß einen Monat nach Aufnahme der Werkstattarbeiten mit der Aufstellung begonnen wurde, welche ihrerseits in drei Monaten beendet war. Abb. 8 zeigt die fertig aufgestellte Stahlkonstruktion des Daches für den 120 m langen Bunker. Lediglich ein Teil der Hängekonstruktion ist noch einzubauen, während die Gleisbrücken zur Aufnahme der Schienen bereitstehen.

Abb. 8. Dachkonstruktion und Aufsicht auf den fertigen Bunker.

Abb. 6. Auflagerung der Bodenträger.

Abb. 5. Auflagerung der Bodenunterzüge.

Abb. 7. Hubvorrichtung an den Stützen.

Die Lieferung und Aufstellung der Stahlkonstruktion, deren Gesamtgewicht rd. 1500 t beträgt, wurde von der Firma B. Seibert G. m. b. H., Eisenhoch- und Brückenbau, Saarbrücken, ausgeführt.

Neubau der Brotfabrik Gebr. Wittler A.-G., Berlin N.

Von Prof. Dr.-Ing. **Pohl**, Berlin-Charlottenburg.

Es ist noch nicht sehr lange her, daß das tägliche Brot der Großstadtbevölkerung in Tausenden von kleinen Bäckereien von ehrsamen Handwerksmeistern, nicht immer unter den günstigsten hygienischen Bedingungen, hergestellt wurde. Seit einiger Zeit ist jedoch der Großbetrieb auch in dieses uralte Gewerbe eingedrungen, da hier die Vorbedingungen für eine Massenfabrikation auf der Grundlage kontinuierlichen Betriebes weitgehend erfüllt werden. In gleicher Richtung wirksam war die Tätigkeit der Wirtschaftsgenossenschaften und Konsumvereine, die aus wirtschaftlichen Gründen mehr und mehr zum Betriebe eigener großer Bäckereien übergingen, auch die Fortschritte der Nahrungsmittelchemie stellten neuartige Anforderungen an die Herstellung des Brotes, die nur in großen hygienisch und technisch auf der Höhe stehenden Betrieben erfüllt werden konnten: die Bäckerei ist damit zur Brotfabrik geworden.

Für einen der größten Betriebe dieser Art in Berlin, die Brotfabrik Gebr. Wittler A.-G., ist soeben auf dem Grundstück Maxstraße 2 bis 4 ein Neubau errichtet worden, der in mancher Hinsicht bemerkenswert ist. Der eigentliche Fabrikbau erstreckt sich senkrecht zur Straßenfront etwa 60 m lang bei 23 m Breite in das Grundstück hinein und stellt einen Stahlbau dar mit fünf Geschossen und zwei Dachgeschossen, der Keller dehnt sich über das ganze Grundstück aus.

Die Abb. 1 bis 3 geben den Grundriß des 2. und 3. Obergeschosses sowie Längs- und Querschnitt wieder. Die tragenden Mauern beschränken sich auf die Straßenfront und den am andern Ende stehenden Treppenturm, im übrigen werden alle Lasten von den vier Stützenreihen aufgenommen, von denen die äußeren auch die 25 cm starke Wandausmauerung der oberen vier Geschosse tragen. Die Abstände der Stützen betragen 6,19 m in der Längsrichtung, 7,8 — 7,5 — 7,8 m in der Querrichtung. Die durchlaufenden Stützenstränge sind durch längslaufende Unterzüge verbunden, zwischen denen die Deckenbalken quergerichtet in Abständen von 2,06 m liegen, so daß jeder dritte Balken die Stützen verbindet.

Die Deckenbalken und die mansardenartig geformten Dachbinder bestehen aus Normalprofilen, die Unterzüge und Stützen aus I P-Profilen. Für die Decken sind Kleinesche Hohlsteindecken, für die Dachhaut sind im flachen Teil die gleichen Decken, im steilen Teil Falzziegel auf Lattung verwendet worden. Die Belastungsannahmen sind im wesentlichen in Abb. 2 zusammengestellt, das Gewicht der Stahlkonstruktion beträgt 1500 t.

Bevor auf weitere bemerkenswerte Einzelheiten eingegangen wird, soll der Fabrikationsgang in kurzen Zügen geschildert werden.

Es versteht sich, daß alle Transporte der Rohstoffe wie auch des Aufbereitungsgutes und des fertigen Erzeugnisses mechanisch erfolgen, was hier nicht nur eine Voraussetzung der Wirtschaftlichkeit ist, sondern auch den unerläßlichen hygienischen Anforderungen entspricht.

Das Mehl gelangt durch Rutschen in den Keller und von dort durch zwei Becherwerke in die als Mehllager ausgebauten Dachgeschosse, wo

es den 16 Silos zugeführt wird, Blechzylindern mit Kegelboden von 1,70 m Durchm. und 5,76 m Höhe, die durch zwei Geschosse reichen (Abb. 2). Zwei Sackaufzüge ermöglichen außerdem den Transport von Mehlsäcken nach dem Dachgeschoß. Von den Entnahmestellen an den Siloböden gelangt das Mehl durch Transportschnecken zu den automatischen Waagen im 4. Stock, in dem die Teigbereitung in Knetmaschinen stattfindet, worauf der Gärprozeß vor sich geht. Der backreife Teig gelangt durch Rutschen in das 3. oder 2. Stockwerk, in denen sich je drei gewaltige Öfen von 35 m Länge befinden. Der rohe Teig wird der Brotform entsprechend zerteilt, passiert die über den Öfen befindlichen Gärschränke und wird nun den Öfen von der Stirnseite aus zugeführt. Nach einmaligem Durchgang verlassen am anderen Ende die fertigen Brote den Heizraum. Die Heizung der Öfen geschieht durch Gas, die Leistungsfähigkeit eines Ofens beträgt bei zweischichtiger Arbeit täglich ungefähr 22 000 Stück.

Das fertige Brot wird von den Öfen durch Paternostergehänge nach dem 1. Stock befördert, wo es die Kühlschränke durchläuft, um zu den Einwickelmaschinen befördert zu werden. Nachdem es dann in Kisten verpackt ist, gelangen diese in das Erdgeschoß, das als Expeditionsraum eingerichtet ist. Der Fabrikationsgang ist somit auf das zweckmäßigste geregelt, vom Rohstoff bis zum Fertigfabrikat durchlaufen die Materialien das Gebäude von oben nach unten mit wagerechter Förderung innerhalb der Geschosse.

Die Hauptbelastung des Gebäudes bilden die Öfen, deren Gewicht von je 240 t durch die Wangenmauern auf die Decke übertragen werden. Um diese örtliche Belastung von $120:35 = 3{,}5$ t/m unschädlich zu machen, befinden sich an diesen Stellen längs laufende Eisenbetonrippen, welche die Wangenlasten auf die Deckenbalken übertragen. Die übrigen Belastungsannahmen sind in dem Querschnitt (Abb. 2) zusammengestellt, für die durch laufende Betriebseinrichtungen belasteten Decken sind bei den Balken 50 %, bei den Unterzügen 25 % Zuschlag zur Belastung angenommen worden, um die Wirkung der Erschütterungen zu berücksichtigen; außerdem sind die Deckenbalken, welche gegen die Stützen laufen und somit für die Versteifung des Stahlgerippes von Bedeutung sind, etwas stärker gewählt worden. Alle Decken bestehen aus Kleineschen Hohlsteinen von 10 cm Höhe mit 3 cm Aufbeton in gestelzter Anordnung, die Unterflächen sind mit Glasursteinen verblendet, ebenso wie die Stelzung und sämtliche Flanschen der Deckenbalken, Unterzüge und Fensterträger. Der Fußboden besteht aus Mettlacher Fliesen. Es sind auf diese Weise helle, freundliche

Abb. 1. Grundriß.

1 Flaches Dach bestehend aus: 10 cm Kleinescher Decke auf den Unterflanschen der Träger, 10 cm Auffüllung mit Koksasche, 5 cm Abgleichbeton, Ruberoid als Eindeckung.
2 Steiles Dach aus Falzziegeln auf Lattung und Sparren. Die Sparren liegen auf den eisernen Pfetten, darunter auf den Unterflanschen 6 cm starke poröse Leichtsteindecke.
3 Silos.
4 Deckenträger.
5 Laufbahn für die Teig-Laufkatzen.
6 Gewicht eines Ofens mit Gärschrank 240 t, Länge: 32,40 m.
7 Eisenbetonrippen unter den Ofenwangen als Deckenverstärkung.
8 Kühlschränke.

Abb. 2. Querschnitt.

Abb. 3. Längenschnitt.

Arbeitsräume entstanden, welche den hygienischen Anforderungen, die gerade an einen derartigen Betrieb mit Recht gestellt werden, in vollkommenster Weise entsprechen.

Die Stützen gehen durch zwei Stockwerke mit gleichem Querschnitt hindurch, ihre Kräfte sind in Abb. 2 eingetragen, die Querschnitte der

a) II. Dachgeschoß.
b) III. Obergeschoß.
c) Erdgeschoß.

Abb. 4a bis c. Querschnitte der ummantelten Stahlstützen.

inneren Stützen in Abb. 4a bis c dargestellt. Die I P-Profile sind ausgemauert, mit einer Rabitzumhüllung und derselben Verblendung aus Glasursteinen versehen wie Decken und Wände. In den Dachgeschossen ist nur eine Rabitzumhüllung vorhanden. Die Stützenfüße stehen auf einem Trägerrost, der auf Eisenbetonfundamenten von $3{,}8 \times 3{,}8$ m ruht. Um für den Fall des Nachgebens einzelner Fundamente eine bessere Verteilung des Druckes herbeizuführen, sind sämtliche Fundamente durch Eisenbetonrippen verbunden, das so entstehende Maschenwerk wird durch eine kreuzweise bewehrte Eisenbetonplatte von 15 bis 35 cm Stärke ausgefüllt, die sich nötigenfalls an der Lastübertragung beteiligen kann.

Mit Rücksicht auf die sehr geschützte Lage des Gebäudes sind wagerechte oder senkrechte Verbände des Stahlgerippes nicht für erforderlich erachtet worden, da die Decken als starke Tafeln anzusehen sind, die durch Frontwand und Treppenhaus in wagerechter Ebene zuverlässig festgelegt sind. In den Außenwandpfeilern der Längsfront sind beiderseits der Stützen zwei Tonrohrkanäle von 30×30 cm Querschnitt eingebaut, die zur Ableitung der Verbrennungsgase aus den Öfen dienen. Sie sind hoch über das Dach geführt und vom zweiten Geschoß an in jedem Stockwerk mit Klappen versehen, die vorkommendenfalls bei einer Explosion der Abgase in Tätigkeit treten und einem Einsturz des Mauerwerks vorbeugen sollen. Frischluftzuführungen und Absaugeeinrichtungen durch Ventilatoren sind in allen Geschossen an geeigneten Stellen vorhanden.

Im Hofkeller neben dem Fabrikgebäude befinden sich auf einer Seite die Heizungsanlagen, eine Warmwasserversorgung für die Teigbereitung

Abb. 5. Bauaufnahme.

und die Dampfschwadenkesselanlage, welche dem Backprozeß die erforderliche Feuchtigkeit zuführt. Der Hofkeller auf der anderen Seite des Gebäudes enthält Gasmesser, Gaskompressor mit Motorantrieb für die Heizung der Backöfen und die Umformeranlage für Licht und Kraft.

Abb. 5 zeigt den Aufbau des Stahlgerüstes, der in der Zeit vom 5. August bis 13. Oktober 1927, also in zehn Wochen vor sich ging. Die bekannten Vorzüge des Stahlbaues zeigten sich auch in der Leichtigkeit, mit der noch während des Baues Änderungen im Trägerrost vorgenommen werden konnten, die sich durch den Einbau der sehr verwickelten Betriebseinrichtungen ergaben.

Entwurf und Bauleitung lagen in den Händen der Firma Curt Berndt, Baugesellschaft m. b. H. in Berlin, Architekten Dipl.-Ing. Hans Siegfried Berndt und Regierungsbaumeister Werner Berndt; als beratender Ingenieur für den bautechnischen Teil war Dipl.-Ing. Georg Padler, Berlin-Friedenau, tätig. Die Stahlkonstruktion wurde von der Firma H. Gossen, Berlin-Reinickendorf, ausgeführt, die Öfen und Betriebsanlagen von der Firma Werner & Pfleiderer in Stuttgart.

Rippenkuppeln aus Stahl.

Von Dipl.-Ing. **E. Höber**, Hannover.

Die Kuppeln zählen im Gegensatz zu früheren Jahren heute zu den seltener angewandten Bauformen. Sieht sich der Architekt vor die Aufgabe gestellt, eine Kuppel zu konstruieren, so wird ihm die Wahl des Baustoffes gewisse Schwierigkeiten bereiten, die auch durch das Studium der einschlägigen Literatur des letzten Jahrzehntes nicht beseitigt werden. Erst in neuester Zeit finden sich in den Fachzeitschriften wieder häufiger Aufsätze über Kuppelbauten, die fast ausnahmslos die bekannten Zeiss'schen Planetarien zum Gegenstand haben. Die Abhandlungen über die im engen Zusammenhang mit den Planetarien entwickelten neuen Kuppelbauweisen lassen leicht den Anschein erwecken, als wäre die Konstruktion der Kuppeln bis zu mittleren Spannweiten endgültig zugunsten des Eisenbetons entschieden. Daß der Bau sehr großer Kuppeln wirtschaftlich nur durch Verwendung des Stahles als Baustoff möglich ist, kann nicht bezweifelt werden, nachstehend soll jedoch an zwei Ausführungsbeispielen gezeigt werden, wie der Stahl auch bei kleineren Spannweiten infolge seines großen Anpassungsvermögens mit jedem anderen Baustoff erfolgreich in Wettbewerb treten kann.

Anfang dieses Jahres wurde in Hannover mit dem Neubau eines Kinos in Verbindung mit einem Wohnhaus begonnen. Entwurf und Bauleitung lagen in den Händen der Architekten B. D. A. Jürgens und Mencke. Aus Grundriß und Querschnitt Abb. 1 u. 2 ist die Lage des kreisrunden Zuschauerraums im Anschluß an das Wohngebäude zu ersehen. Durch die Form des Zuschauerraumes war der Gedanke einer Überdachung mit einer Kuppel gegeben, durch besondere Bestimmungen der Baupolizei aber geradezu bedingt. Es war verlangt, daß Oberkante Dach des Zuschauerraumes nicht höher als die Fensterbrüstung des ersten Stockwerkes des Wohnhauses liegen durfte, um die freie Sicht der Wohnungen nach der Kinoseite nicht zu beschränken. Anderseits sollte die lichte Höhe des Kinos in der Mitte mindestens 7,5 m über dem Fußboden betragen, dessen Höhenlage durch den Grundwasserspiegel gegeben war. Damit ergab sich zwangläufig eine Bauhöhe in der Mitte des Zuschauerraumes von nur 30 cm einschl. Dachhaut. Die lichte Höhe an den Außenwänden war mit 5,5 m vorgeschrieben, so daß für die Dachkonstruktion des kreisförmigen Raumes von 26,2 m Durchmesser nur eine Kuppel von 2,0 m

Stich bei geringster Bauhöhe in Frage kam. Eine weitere Erschwernis trat hinzu, als die Baupolizei die Berechnung der sehr flachen Kuppel vom Pfeilverhältnis 13,1 auch für größere Einzellasten verlangte, da ein Betreten des Daches von den unmittelbar über der Traufe liegenden Balkonen des anschließenden Wohnhauses durchaus möglich war. Als Baustoff kamen nur Stahl oder Eisenbeton in Frage, da Holz aus Gründen der Feuersicherheit von vornherein ausschied.

Unter den verschiedenen Kuppelkonstruktionen lassen sich im wesentlichen zwei Gruppen unterscheiden. Bei der ersten geschieht die Kraftübertragung in der Hauptsache durch Normalkräfte in der Kuppelfläche selbst, ohne Biegungsmomente senkrecht zur Schale. Hierzu gehören die räumlichen Fachwerke, Netzwerk-bezw. Schwedlerkuppeln der Stahlbauweise und die Schalenkuppeln des Eisenbetons. Der ersten Gruppe gemeinsam ist die große Empfindlichkeit gegenüber Einzellasten schon bei normalen Ausführungen. Dieser Nachteil hätte dem Konstrukteur bei der vorliegenden, außerordentlich

Abb. 1. Kino in Hannover. Querschnitt.

Abb. 3. Kino in Hannover. Ansicht der fertig verlegten Konstruktion.

Abb. 2. Kino in Hannover. Grundriß des Erdgeschosses mit Gestühlungsplan und Aufsicht auf die Trägerlage des Zwischenstockes und die Kuppelkonstruktion.

Abb. 4a.

Abb. 4b.

Abb. 4a u. b. Systemskizzen der Kuppel.

flachen Kuppel unüberwindliche Schwierigkeiten bereitet, zumal außer Einzellasten auch Schneeanhäufungen an beliebiger Stelle in Rechnung zu setzen waren. Abgesehen hiervon, kam eine Eisenbetonschalenkuppel aus einem zweiten Grunde nicht in Betracht, da es mit Rücksicht auf die Knicksicherheit der Schale nicht möglich sein dürfte, eine Kuppel vom Pfeilverhältnis 13,1 in diesem Baustoff wirtschaftlich herzustellen.

Abb. 6. Predigthalle in Hannover. Einzelheiten der Rippen.

Abb. 5. Predigthalle in Hannover. Grundriß.

Ebenso mußte der Gedanke, eine Schwedlerkuppel zu konstruieren, bald wieder fallen gelassen werden. Bekanntlich werden durch eine Einzellast in einem Knotenpunkt des Scheitelringes nur Spannkräfte in einem Teil der Kuppelfläche erzeugt, der gewissermaßen vom Fußring nach dem Scheitel zu auskragt. Infolge der sehr kleinen Winkel, die die Stäbe der Ringe und Rippen der vorliegenden flachen Kuppel miteinander einschließen, ergaben sich auch bei kleinen Lasten so erhebliche Stabkräfte, selbst in den Füllungsgliedern, daß deren Unterbringung nicht möglich war. Ein solches System, das nahe an Gebilde mit unendlich kleiner Verschieblichkeit grenzt, ist natürlich unbrauchbar.

Somit blieb nur die zweite Gruppe der Kuppelkonstruktionen mit biegungsfesten Schalen oder Rippen für die Ausführung übrig, für die der Mehraufwand an Material für ungleichmäßige Belastung weniger groß ist. Da eine dickwandige Eisenbetonschale infolge des großen Eigengewichtes wirtschaftlich nicht in Betracht kam, lief die Frage schließlich darauf hinaus, eine Rippenkuppel in Eisenbeton oder in Stahl zu bauen. Sie wurde zugunsten der Stahlbauweise entschieden, die sich als die weitaus billigste erwies und der es allein möglich war, mit der vorhandenen geringen Bauhöhe von rd. 30 cm auszukommen. Die Ausführung wurde der Firma Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen, übertragen.

Die Einzelheiten der Konstruktion sind aus den Abb. 1 u. 2 zu ersehen. Die Kuppel besteht aus zwölf biegungsfesten Rippen, Peiner Träger I P 24, die an den Anschlußpunkten der Pfetten geknickt sind, dazwischen aber geradlinig verlaufen. Die in Ringen angeordneten Pfetten tragen eine leichte Eindeckung aus Bimsbetonplatten, die Innenseite der Kuppel erhält Rabitzputz. Der Pfettenanschluß geschieht durch Schrauben mit geringem Spiel, um zu vermeiden, daß die Pfetten als Versteifungsringe wirken. Sämtliche Rippen sind im Scheitel mit Hilfe eines unteren und oberen Knotenbleches biegungsfest miteinander vernietet. Zur Aussteifung der gedrückten Knotenbleche und zur Übertragung von Querkräften sind vier rechtwinklig zueinander liegende Rippen durchgeführt, an welche die übrigen acht mittels Scheitelring angeschlossen sind. Die zwölf Auflager der Rippen sind radial verschieblich ausgebildet, um Horizontalschübe senkrecht zu den nur 38 cm starken Umfassungswänden zu vermeiden. Die Auflager werden durch einen Fußring aus zwei U-Eisen NP 26, der gleichzeitig als Traufpfette wirkt, zusammengehalten. In zwei Feldern ist ein leichter Flacheisenverband vorgesehen, der das seitliche Ausknicken der stark gedrückten Rippen verhindert. Abb. 3 zeigt eine Ansicht der fertigen Konstruktion.

Nachstehend soll noch kurz der Gang der Berechnung des vielfach statisch unbestimmten Tragwerkes angegeben werden, die mit Hilfe einiger Vereinfachungen verhältnismäßig schnell auszuführen ist.

Der durchgehende Bogen 1—1′ (Abb. 4a) werde allein belastet und als Hauptbogen bezeichnet. Es kommen für die flache Kuppel nur lotrechte Lasten in der Rippenebene in Frage. Wird die Verbindung des Hauptbogens mit den Nebenbogen 2—2′ bis 6—6′ im Scheitel gelöst, so sind als unbekannte Reaktionen in der Hauptbogenebene eine Vertikalkraft X_b, ein Moment X_c und eine Horizontalkraft X_d anzusetzen. Die letztere ist im vorliegenden System bei nur lotrechten Lasten von untergeordneter Bedeutung, da die gegenseitige horizontale Verschiebung der Haupt- und Nebenbogen im Scheitel das Ergebnis nur wenig beeinflußt. Die Kraft X_d

Abb. 7.
Predigthalle in Hannover. Aufnahme der Kuppelmontage.

Abb. 8.
Predigthalle in Hannover. Ansicht der fertig verlegten Konstruktion.

soll daher vernachlässigt werden, der horizontale Zusammenhang im Scheitel also unberücksichtigt bleiben. Durch diese vereinfachende Annahme ist die Spannkraft X_a in dem durchschnittenen Fußring überall die gleiche und die Elastizitätsgleichungen zur Bestimmung der drei Unbekannten lauten mit den üblichen Bezeichnungen

$$\delta_{ao} - X_a \delta_{aa} - X_b \delta_{ab} - X_c \delta_{ac} = 0$$
$$\delta_{bo} - X_a \delta_{ba} - X_b \delta_{bb} - X_c \delta_{bc} = 0$$
$$\delta_{co} - X_a \delta_{ca} - X_b \delta_{cb} - X_c \delta_{cc} = 0.$$

Aus Symmetrie-Gründen ergibt sich ohne weiteres, daß infolge einer Kraft $X_a = -1$ im Fußring eine gegenseitige Verschiebung im Scheitel nicht eintreten kann. Damit ist

$$\delta_{ba} = \delta_{ab} = 0$$
$$\delta_{ca} = \delta_{ac} = 0.$$

Ebenso wird durch die lotrechte Kraft $X_b = -1$ im Scheitel keine gegenseitige Verdrehung der Bogentangenten hervorgerufen und es folgt

$$\delta_{cb} = \delta_{bc} = 0.$$

Damit sind aber die statisch unbestimmten Größen unabhängig voneinander

$$X_a = \frac{\delta_{ao}}{\delta_{aa}}; \qquad X_b = \frac{\delta_{bo}}{\delta_{bb}}; \qquad X_c = \frac{\delta_{co}}{\delta_{cc}}.$$

Die Momentenfläche M_0 erstreckt sich nur auf den allein belasteten Hauptbogen und ist die des einfachen Balkens 1—1'. Die Momentenfläche M_a ist für sämtliche Bogen die gleiche und entspricht derjenigen eines mit dem Horizontalschub $H = 2\,X_a \sin 15°$ belasteten Zweigelenkbogens. Die Momentenfläche M_b ist für den Hauptbogen die eines einfachen Balkens, belastet durch eine Einzelkraft 1 in der Mitte, für alle Nebenbogen gleich einem Fünftel der Momentenfläche des Hauptbogens. Die Momentenfläche M_c für den Hauptbogen ist wieder die eines einfachen Balkens 1—1', belastet mit einem Moment $X_c = -1$ in der Mitte. Zu der Verteilung des Momentes X_c auf die Nebenbogen führt folgende Überlegung:

Die Auflagerreaktionen eines symmetrisch zum Hauptbogen liegenden Nebenbogenpaares (Abb. 4b) $a - a'$ und $b - b'$, das durch ein Moment $M = 1$ in der Hauptrippenebene belastet ist, seien lotrecht V und V', horizontal H und H' senkrecht zur Bogenebene wirkend. Infolge doppelter Symmetrie des Systems und des Kraftangriffes muß $H = H' = 0$ sein, Kräfte treten also nur in den Bogenebenen auf. Damit ist

$$V = -V' = \frac{1}{2\,l \cos\alpha}.$$

Das bedeutet, daß jeder Nebenbogen als einfacher Balken von der Stützweite l durch ein Moment $\frac{1}{2\cos\alpha}$ in der Mitte belastet wird, welches eine Drehung der Scheiteltangente des Bogens von $\frac{\Delta}{\cos\alpha}$ in der Nebenbogenebene hervorruft. Die Projektion der Drehungswinkel der Scheiteltangenten des Bogenpaares auf die Hauptbogenebene ist dann

$$\varphi = \frac{\Delta}{\cos^2\alpha},$$

φ ist also die Verdrehung eines Nebenbogenpaares in der Ebene $1 - 1'$ infolge $M = 1$. Der tatsächliche Drehungswinkel sämtlicher Nebenbogenpaare infolge $M = 1$ sei ψ. Dann entfällt auf ein einzelnes Nebenbogenpaar, das den Winkel α_1 mit der Ebene $1 - 1'$ einschließt, nur ein Teil des Momentes $M = 1$, nämlich

$$M_1 = \frac{\psi}{\varphi_1} = \frac{\psi}{\frac{\Delta}{\cos^2\alpha_1}} \qquad \text{wobei} \quad \sum_1^n M_n = 1,$$

$$\sum_1^n \frac{\psi}{\varphi_n} = \psi \sum_1^n \frac{1}{\varphi_n} = 1, \text{ woraus folgt}$$

$$\psi = \frac{1}{\sum_1^n \frac{1}{\varphi_n}}.$$

Für das Bogenpaar 2 und 6 ist $\varphi_1 = \frac{\Delta}{\cos^2 30°} = \frac{4}{3} \cdot \Delta$.

Für das Bogenpaar 3 und 5 ist $\varphi_2 = \frac{\Delta}{\cos^2 60°} = 4\,\Delta$.

Für den Bogen 4 ist $\varphi_3 = \frac{\Delta}{\cos^2 90°} = \infty$.

Damit ist:

$$\psi = \frac{1}{\frac{3}{4\,\Delta} + \frac{1}{4\,\Delta} + 0} = \Delta.$$

Von dem Gesamtmoment $M = 1$ in der Ebene $1 - 1'$ wirkt demnach: auf das Bogenpaar 2 und 6 das Teilmoment

$$M_1 = \frac{\psi}{\varphi_1} = \frac{\Delta}{\frac{4}{3} \cdot \Delta} = \frac{3}{4}$$

auf das Bogenpaar 3 und 5 das Teilmoment

$$M_2 = \frac{\psi}{\varphi_2} = \frac{\Delta}{4\,\Delta} = \frac{1}{4}.$$

Der Bogen 4 erhält, wie vorauszusehen, keinen Anteil.

In ihren Ebenen werden somit belastet: Die Bogen 2 und 6 je durch ein Scheitelmoment

$$\frac{M_1}{2 \cdot \cos 30°} = \frac{3}{4 \cdot 2 \cdot \frac{\sqrt{3}}{2}} = \frac{\sqrt{3}}{4},$$

die Bogen 3 und 5 je durch ein Scheitelmoment

$$\frac{M_2}{2 \cdot \cos 60°} = \frac{1}{4 \cdot 2 \cdot \frac{1}{2}} = \frac{1}{4}.$$

Bogen 4 erhält kein Moment.

Hiermit ist die Verteilung des Momentes $X_c = -1$ auf alle Nebenbogen gefunden, und die M_c-Flächen können analog der des Hauptbogens ermittelt werden. Mit Hilfe der Momentenflächen und Normalkräfte sind die Verschiebungen δ in bekannter Weise zu berechnen. Für sämtliche Bogen ergeben sich die wirklich eintretenden Momente zu

$$M = M_o - X_a M_a - X_b M_b - X_c M_c.$$

Die Abbildungen 5 bis 8 zeigen eine ähnliche Rippenkuppel, die von der Firma Eilers zur selben Zeit für eine Predigthalle in Hannover ausgeführt wurde. Auch bei diesem kleinen Bauwerk von 14,66 m Durchm. und dem Pfeilverhältnis 4,9 erwies sich die Stahlbauweise als die billigste. Die ganze Konstruktion, bestehend aus 24 völlig gleichen Rippen I NP 12 mit Fußring ⊔ NP 10, wog nur 3400 kg und kostete nicht mehr als das hölzerne Lehrgerüst für eine Betonkuppel. Die Dachflächen zwischen den kreisförmig gebogenen Rippen sind ohne jede weitere Zwischenkonstruktion einfach mit Beton 12 cm stark ausgestampft, wobei die Schalung an den I NP 12 aufgehängt wurde.

Gerade diese kleine Kuppel ist ein Beispiel für die denkbar einfachen Baumethoden bei Verwendung von Stahl, ein Vorteil, der hier wie in vielen anderen Fällen den Ausschlag gibt, wenn es sich darum handelt, die wirtschaftlichste Bauweise zu wählen.

Verschiedenes.

Einige neuere Industriebauten in Stahlskelettbauweise der Firma J. Jansen Schütt in Hamburg geben ein so gutes Bild von den Vorteilen der Stahlbauweise und von ihrer Anpassungsfähigkeit an die Anforderungen des neuzeitlichen Industrie- und Geschäftshausbaues, daß in Abb. 1 bis 4 eine kleine Auswahl dargestellt und im folgenden kurz beschrieben ist. Vorweggenommen sei, daß es sich bei ihnen in keinem Fall um Besonderheiten irgendwelcher Art handelt, daß sie hier vielmehr gebracht werden als Beispiele im besten Sinn durchschnittlicher Stahlbauausführungen und daß sie gerade als solche besonders beweiskräftig sind für die Leistungsfähigkeit der Bauweise:

Abb. 1 zeigt das stählerne Tragwerk für das 13 Stock hohe Kühlhaus Union in Neumühlen für die Firma Weddel & Co., ausgeführt im Jahre 1925. Bei diesem Neubau, zu welchem der obengenannten Firma der Auftrag in schärfstem Wettbewerb gegen den Eisenbeton erteilt wurde, sind sämtliche Innen- und Außenstützen sowie die Hauptträger in P-Trägern ausgeführt. Die Gesamthöhe von Boden-O. K. bis zur Dachhaut beträgt 42 m, das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion 1400 t, die Bauzeit im ganzen 3 Monate.

Die trotz der hohen Belastungen von 700 t je Stützenzug erzielten sehr kleinen Querschnitte waren — neben der wesentlich kürzeren Bauzeit — vor allem maßgebend dafür, daß dem Stahlbau der Vorzug vor dem Eisenbeton gegeben wurde. Wie sehr gerade dieser Umstand von den doch unbestritten auf wirtschaftliches Denken eingestellten amerikanischen Bauherren und Architekten anerkannt wird, ist an dieser Stelle bereits früher[1]) betont. Vor allem bei Geschoßbauten auf teurem Grund und Boden wird sich der Vorteil kleiner Wand- und Stützenquerschnitte und geringer Konstruktionshöhen besonders vorteilhaft auswirken[2]).

Abb. 2 zeigt das Stahlskelett für ein Lagergebäude der Eisengroßhandlung Heinrich Schütt in Hamburg, wie der vorige Bau in der Hauptsache aus P-Profilen ausgeführt. Auch hier war für die Wahl des Baustoffes bestimmend der Wunsch, die zeitraubenden und kostspieligen Mauer- und Betonarbeiten auf ein möglichst geringes Maß zu beschränken.

Das in Abb. 3 dargestellte Maschinenhaus der Technischen Staatslehranstalten zu Hamburg ist im Jahre 1927 ausgeführt, seine Haupttrag-

[1]) Vergl. „Stahlbau" Heft 4, S. 48: Baustahl, Bank- und Geschäftshausbau.

[2]) Vergl. „Stahlbau" Heft 3, S. 27/28: Pohl, Der Wettbewerb von Stahl und Eisenbeton im Geschoßgroßbau. Ferner: G. Spiegel, Stahl und Eisenbeton im Geschoßgroßbau. Ein wirtschaftlicher Vergleich. Berlin 1928, Verlag von Julius Springer.

Abb. 1. Kühlhaus Union der Firma Weddel & Co. in Neumühlen.

Abb. 2. Lagergebäude der Eisengroßhandlung H. Schütt in Hamburg.

Abb. 3. Maschinenhaus der Technischen Staatslehranstalten Hamburg.

Abb. 4a. Stand der Montage nach 3wöchiger Arbeitsdauer.

Abb. 4a u. b. Speicher des Konsum-, Bau- und Sparvereins „Produktion" in Hamburg.

Abb. 4b. Stand der Montage nach 8wöchiger Arbeitsdauer.

konstruktion wird durch Zweigelenkbogenbinder in der Weise gebildet, daß je ein Rahmen über dem Kellergeschoß, der eigentlichen Maschinenhalle und dem Dachgeschoß ausgeführt ist. Auch hier sind für das Tragwerk P-Profile verwendet.

Für die Wahl des Systems war einmal seine Wirtschaftlichkeit und der dabei in allen Geschossen erzielte verhältnismäßig große Lichtraum maßgebend. Zweitens kam bei dieser Ausbildung der Vorteil eines jeden Stahlbaues, hohe Standsicherheit bei kleinen Querschnitten, in besonders hohem Grade zum Ausdruck. Es konnte mithin die Außenmauer des Gebäudes trotz ihrer Höhe sehr schwach gehalten und damit neben größter Wirtschaftlichkeit auch eine vorzügliche räumliche Wirkung erzielt werden: Erfordernisse, die bei Eisenbeton in diesem Ausmaß nicht möglich waren und zur Ausführung in Stahl führen mußten.

Besonders beweiskräftig für die Schnelligkeit, mit der ein planmäßig vorbereiteter Stahlbau emporzuwachsen vermag, sind die Abbildungen 4a und b: Sie stellen das Stahlskelett des ebenfalls 1927 gebauten 30 m hohen und 9 Stockwerke aufweisenden Speichers des Konsum-, Bau- und Sparvereins „Produktion" e. G. m. b. H. in Hamburg dar, und zwar Abb. 4a den Stand der Montage drei Wochen, Abb. 4b acht Wochen nach Beginn. Die gesamte Bauzeit betrug zehn Wochen, das Gewicht der Stahlkonstruktion 900 t.

Es handelt sich um eine besonders schwere Konstruktion, da sämtliche acht Geschoßdecken für eine Nutzlast von 1500 kg/m² zu berechnen waren. Verwendet wurden wiederum P-Träger sowohl für sämtliche Stützen wie für alle Hauptunterzüge: Der Baustahl erhielt dem Eisenbeton gegenüber auch hier den Vorzug wegen der kurzen Bauzeit und wegen der geringen Stützenquerschnitte.

Vom Bau der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld. Über die Vorentwürfe, die Ausführungsentwürfe und die Ausführung der neuen zweigleisigen Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld selbst haben Dr.-Ing. F. Brunner, Duisburg, in der „Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure" vom 24. Juli 1926 und Oberbaurat Dr.-Ing. Tils in der „Bautechnik" Jahrgang 1926, Heft 11 berichtet.

An dieser Stelle sollen — in gekürzter Wiedergabe eines Aufsatzes von Dr.-Ing. ehr. Erlinghagen, Rheinhausen, in den Kruppschen Monatsheften Juni/Juli d. J. — nur kurz die Baustelle der Friedrich-Alfred-Hütte auf dem linken Rheinufer und die Aufstellungsarbeiten an den beiden Stromöffnungen I und II beschrieben werden. Die Ausarbeitung des Ausführungsentwurfes lag in den Händen der Friedrich-Alfred-Hütte und der Gesellschaft Harkort. Diese beiden Firmen übernahmen auch die Aufstellung der eisernen Überbauten, an der Lieferung wurden ferner die Firmen Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf, und C. H. Jucho, Dortmund, beteiligt.

Der in den Abb. 1 bis 3 und in Tafel 1 dargestellte Bauplan war bedingt durch die Fristen für die Herstellung des Strompfeilers zwischen Öffnung I und II (der Pfeiler zwischen II und III war in der Hauptsache bereits im Jahre 1920 fertiggestellt worden), ferner durch die Forderung der Rheinschiffahrt, daß mindestens zwei Stromöffnungen stets frei von Gerüsten sein mußten; weiterhin durch das Verlangen der Wasserstrombauverwaltung, daß spätestens am 1. Dezember der beiden Baujahre keine Gerüste mehr im Strom stehen durften. Endlich richtete sich der Bauplan nach den der Reichsbahndirektion zur Verfügung stehenden Barmitteln für die Ausführung der Brücke.

Die Friedrich-Alfred-Hütte hatte die Aufstellung der Überbauten I und II übernommen. Beim Beginn der Aufstellung der Öffnung I waren die 19 gemauerten Flutöffnungen auf dem linken Rheinufer noch nicht vollendet. Die Anfuhr der Bauteile mußte somit, da eine Beförderung auf der alten bestehenden Brücke aus betrieblichen und anderen Gründen ausgeschlossen war, in Höhe des Vorflutgeländes erfolgen. Zu diesem

Abb. 1 bis 3. Bauplan.

Tafel I.

	1926										1927								
	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Überbau III b																			
Gerüst und Stützjoch																			
Montage																			
Gerüst-Abbruch																			
Überbau III a																			
Gerüst																			
Montage																			
Abbruch																			
Überbau IV																			
Gerüst																			
Montage																			
Abbruch																			
Überbau I																			
Gerüst																			
Montage																			
Abbruch																			
Überbau II																			
Gerüst																			
Montage																			
Abbruch																			

Abb. 4. Fahrbarer Schwenkmast.

Zwecke wurde von der Friedrich-Alfred-Hütte ein besonderes Anfuhrgleis bis nahe an das Landwiderlager der Öffnung I geführt.

Das Vorflutgelände mit den Lagerplätzen usw. lag etwa 13 m unter Schienenoberkante. Die Bauteile für die eisernen Überbauten mußten also etwa 13 m gehoben werden.

Zum Abladen der leichten Bauteile wurde ein über dem Gleise stehender Abladebock mit einem Elektrozug von 5 t Tragkraft benutzt. Das Abladen der schweren Bauteile und das Heben dieser Teile von dem Lagerplatz auf das Baugerüst erfolgte durch einen eisernen Schwenkmast von 10×12 m Plattformgröße mit 27 m Ständerhöhe, 27 m Länge des Auslegers und 25 t Tragkraft, der mit einer zweimotorigen Elektrowinde von 10 t Seilzug an der Trommel ausgestattet war.

Das Baugerüst für die Öffnung war in Holz ausgeführt.

Der Gerüstbau der Öffnung I dauerte vom 28. Juli bis 25. Oktober 1926. Der Zusammenbau und die Vernietung des Überbaues nahm die Zeit vom 25. September bis 31. Dezember 1926 in Anspruch, Ende Dezember 1926 wurde das Gerüst bis auf das Stützjoch abgebrochen.

Nach dem Bauplan konnte im Frühjahr 1927 mit dem Bau des Gerüstes für die Öffnung II begonnen werden. Dieser Gerüstbau war am 9. Mai 1927 vollendet. Am 10. Mai begann der Zusammenbau, der in 52 Arbeitstagen vollendet war. Anfang September wurden die letzten Niete geschlagen. Gleichzeitig ist auch das Gerüst aus der Öffnung II entfernt worden, mit dessen Abbruch bereits Anfang August begonnen werden konnte. Der vertraglich festgesetzte Termin ist um etwa 20 Tage unterschritten worden.

Bei der Aufstellung des Überbaues II wurde ein schwerer, fahrbarer eiserner Schwenkmast ähnlich dem Verlademast auf der Baustelle verwendet (Abb. 4). Gewöhnlich werden für derartige Bauwerke hohe Portalmaste verwendet. Die Friedrich-Alfred-Hütte suchte aber mit vorhandenen Hebezeugen auszukommen. Das von ihr angewendete Verfahren hat sich ausgezeichnet bewährt, was aus den obengenannten Fristen für die Dauer der Aufstellung deutlich hervorgeht. Die Montage begann an dem von Harkort inzwischen fertiggestellten Überbau der Öffnung III am Strompfeiler II bis III und ging rückwärts nach Öffnung I hin. Sofort nach der Aufstellung der Hauptträgerteile wurde mit der Vernietung begonnen. Während der ganzen Dauer des Zusammenbaues wurde die Lage jedes einzelnen eingebauten Hauptträgerpunktes in allen drei Richtungen genau ausgemessen, um einen einwandfreien Anschluß an den bereits fertiggestellten Überbau I zu erreichen. Dieses ist auch ohne weiteres gelungen.

Abb. 5. Alte und neue Rheinbrücke.

Abb. 5 zeigt die fertige Brücke neben dem alten Bauwerk. Die neue Brücke wiegt insgesamt 8032 t einschließlich des stromabwärts liegenden Gehweges für den öffentlichen Verkehr von 2 m Nutzbreite und des stromaufwärts liegenden Poststeges von 1 m Breite zur Überführung der Post- und Telegraphenkabel. Die eisernen Überbauten sind, wie schon an anderer Stelle bekanntgegeben wurde, in Stahl 48 ausgeführt worden.

Güter-Tariferhöhung? Die Stabilität der wirtschaftlichen Verhältnisse ist eine der notwendigsten Voraussetzungen für das Gedeihen und Aufblühen der Industrie. Diese Stabilität ist im Augenblick bedroht durch den in einer Denkschrift näher begründeten Antrag der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft auf Tariferhöhung. Die beantragte Erhöhung soll die Einnahmen um 5 % steigern, also eine Mehreinnahme von 250 Mill. R.-M. bringen. Mit Rücksicht darauf, daß die Reichsbahn erheblich höhere Einnahmen aus dem Güterverkehr als aus dem Personenverkehr gewinnt (etwa 70 : 30 %), soll der Güterverkehr den größeren Teil der Mehreinnahmen (etwa $^2/_3$) bringen, was einer Erhöhung der Gütertarife um 10 % entspricht.

Die Industrie steht dieser einschneidenden Maßnahme durchaus ablehnend gegenüber, da alle Rationalisierungs-Maßnahmen und alle Bemühungen, durch technische Fortschritte die Produktion rentabel zu gestalten, durch derartige Erhöhungen der Produktionskosten wieder kompensiert würden.

Die Wirtschaft steht auf dem Standpunkt, daß eine so wichtige Maßnahme wie eine Tariferhöhung erst in Betracht gezogen werden dürfe, wenn die finanziellen Verhältnisse die Reichsbahn unbedingt hierzu zwingen und nachdem alle sonstigen Möglichkeiten zur Schaffung eines finanziellen Ausgleiches für die Reichsbahn versagt haben.

Nach der Denkschrift der Reichsbahn ist die bisherige Entwicklung der Einnahmen der Gesellschaft in jeder Richtung als günstig zu bezeichnen. So stiegen die Gesamteinnahmen von 4541 Mill. R.-M. im Geschäftsjahr 1926 auf 5040 Mill. R.-M. im Jahre 1927. Bedingt wurde diese Einnahmesteigerung einmal durch eine Verkehrssteigerung, daneben aber vor allem durch eine äußerst erfolgreiche Rationalisierung. Erhebliche Einsparungen wurden gemacht durch den Personalabbau. Während 1924 die Reichsbahn von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft mit 775 000 Köpfen übernommen wurde, beträgt jetzt der Durchschnittsbestand 704 000 Köpfe. Ermöglicht wurde diese Verminderung der Kopfzahl vor allem durch eine große Anzahl technischer Verbesserungen. Allein die Einführung der Kunze-Knorr-Bremse brachte nach der Denkschrift eine Ersparnis von 19 000 Köpfen. Die Lokomotivwirtschaft führte ebenfalls zu nennenswerten Ersparnissen. Gegenüber 65 t Lokomotivkohle auf je 1 Mill. Brutto-t-km im Jahre 1913 wurden im Jahre 1927 nur 54 t benötigt. Die Zahl der Lokomotivgattungen, die vor dem Kriege 210 betragen hat, ist bedeutend verringert und wird allmählich auf 35 bis 40 herabgesetzt. Die Hauptausbesserungen der Lokomotiven, die früher 110 Tage gedauert haben, dauern jetzt im Durchschnitt 23 Tage. Statt 27 000 Lokomotiven werden in Zukunft nur noch 22 000 erforderlich sein. 18 große Werkstätten und außerdem 42 Werkstätten-Abteilungen konnten geschlossen werden. Für die übrigen Teilgebiete der Eisenbahnwirtschaft könnte man ganz ähnlich den Nachweis für eine erfolgreich durchgeführte Rationalisierung erbringen.

Wenn also trotz dieser Voraussetzungen die Frage der Tariferhöhung aufgeworfen wird, so muß die Ausgabenseite sich außerordentlich ungünstig entwickelt haben, da alle die angedeuteten Maßnahmen nicht in der Lage waren, den Betrieb rentabel zu gestalten.

In der Tat ist dies der Fall. Neben der Erhöhung der Daweslasten ist hier die Entwicklung der persönlichen Ausgaben, die in dauernder Steigerung begriffen sind, in erster Linie für die bedrohliche Finanzlage der Reichsbahn verantwortlich. Wenn man bedenkt, daß seit dem Beginn des Jahres 1927 die Steigerung der Löhne und Gehälter 435,7 Mill. R.-M. betragen hat und daß der Lohnfaktor 1927 bei 5030 Mill. R.-M. Gesamtausgaben 2089 Mill. R.-M. oder 63 % der Gesamtausgaben ausmachte, so kommt man zu der Feststellung, daß dieser Zustand ein durchaus ungesunder und unhaltbarer ist.

Man fragt sich, welche Gründe für eine derartige, über das Normale hinausschießende Steigerung der Personalausgaben maßgebend sind. Bei einem Lebenshaltungsindex von 150 % beträgt die Kopfkostenkennziffer der Reichsbahn 214 %, bei den Pensionären sogar 224 %. Diese weit über das erforderliche Maß gehende Lohnhöhe ist durch die Tatsache bedingt, daß die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft als Arbeitgeberin kaum einen nennenswerten Einfluß auf die Gestaltung der Löhne hat. Teils durch Gesetz, teils durch Schiedsspruch wird die Lohnhöhe festgesetzt, und für die Festsetzung sind weniger wirtschaftliche als politische Momente maßgebend. Hier erweist sich die ganze Unzulänglichkeit des Schiedsspruchverfahrens. Die widerspruchsvolle Wirtschaftspolitik der Reichsregierung, die auf der einen Seite auf allen Gebieten der Wirtschaft die Löhne steigert, gleichzeitig aber verlangt, daß die Preise nicht oder zum mindesten nicht entsprechend erhöht werden, muß endlich ein Ende finden. Die erste und für die Zukunft dringendste Forderung, die hinsichtlich der drohenden Tariferhöhung gestellt werden muß, ist somit das Verlangen, der Reichsbahn als Arbeitgeberin mehr als bisher entscheidenden Einfluß auf die tatsächliche Festsetzung der Löhne einzuräumen, eine Forderung, die auch für die gesamte Industrie Anerkennung finden muß.

Im Augenblick gilt es natürlich Mittel und Wege zu finden, den etwaigen von der Reichsbahn geschätzten Fehlbetrag zu beseitigen. Es sind hier verschiedene Wege aufgezeigt, die zum mindesten geeignet sind, den geschätzten Fehlbetrag ganz erheblich herabzumindern.

So ist angeregt worden, durch Beschränkung des Bauprogramms die Ausgabenseite um den Fehlbetrag zu vermindern. Hiergegen hat aber die beteiligte Industrie und die Reichsbahn selbst mit allem Recht protestiert. Für eine große Zahl von Industriezweigen ist eine ausreichende Beschäftigung erst durch die Aufträge der Reichsbahn gewährleistet. Bei Streichung eines Teiles des Beschaffungsprogramms würde also die Rentabilität der beteiligten Industrien stark in Frage gestellt sein. Die Reichsbahn selbst kann, wie sie in der Denkschrift ausführt, weitere Streichungen im Beschaffungsprogramm nicht vornehmen, ohne ihren obersten Grundsatz der Betriebssicherheit in ernster Weise zu verletzen.

Eine Verminderung des Fehlbetrages wäre möglich mit der Überlassung des den Betrag von 290 Mill. R.-M. übersteigenden Teiles der Reichsverkehrssteuer an die Reichsbahn. Bisher nimmt das Reich diesen Teil der Reichsverkehrssteuer für sich in Anspruch.

Weiter wäre zu überlegen, ob nicht ein Teil der Pensionslast der Reichsbahn vom Reiche übernommen werden könnte. Es ist hierbei gedacht an die große Zahl der Beamten, die seinerzeit nicht aus dienstlicher Notwendigkeit, sondern lediglich aus innerpolitischen Gründen zu viel eingestellt worden sind und heute nach ihrer Pensionierung für die Reichsbahn eine drückende Belastung darstellen.

Ein Teil der von der Reichsbahn geplanten Ausgaben kann über das von ihr angenommene Maß hinaus als Anlagezuwachs betrachtet werden, die Deckung hat also nicht aus den laufenden Betriebseinnahmen zu erfolgen, sondern das hierfür notwendige Kapital muß im Anleihewege beschafft werden. Pflicht der Reichsregierung ist es, der Reichsbahn bei der Aufnahme von Anleihen in jeder Weise behilflich zu sein.

Im übrigen wird der Fehlbetrag schon durch die günstige Entwicklung der Einnahmen in den ersten Monaten des Jahres 1928 stark reduziert. Die Reichsbahn rechnet mit einer Mehreinnahme gegenüber 1927 von 20 Mill. R.-M. In den ersten fünf Monaten hat sich jedoch bereits ein Mehr von etwa 80 Mill. R.-M. ergeben. Wenn die Ansicht vertreten wird, daß man im laufenden Jahre nicht mit einem stärkeren Verkehr rechnen könne als im Jahre 1927, und die augenblickliche Entwicklung der Wirtschaft diese Ansicht zu bestätigen scheint, so wird man doch sagen müssen, daß die tatsächliche Jahreseinnahme voraussichtlich immerhin erheblich über der von der Reichsbahn geschätzten liegen wird.

Sollte trotz der zu erwartenden Mehreinnahme sich ein Fehlbetrag ergeben, der auch nicht durch die vorgeschlagenen Maßnahmen ganz beseitigt werden kann, so kommt in erster Linie eine Erhöhung der Personentarife, unter Schonung des Berufsverkehrs (Arbeiterkarten), in Frage. Im Vergleich zu den meisten anderen Ländern liegen die Personentarife in Deutschland niedriger, so daß eine Erhöhung hier tragbarer erscheinen könnte. Eine Gütertariferhöhung aber muß und kann nach Lage der Dinge u. E. vermieden werden.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des ersten Jahrganges „Der Stahlbau" 7,50 R.-M. und Postgeld

1. Jahrgang | BERLIN, 10. August 1928 | Heft 10

Die stählerne Rippenkuppel des Wiesbadener Staatstheaters.

Nach Mitteilungen der **M. A. N. Werk Gustavsburg.**

Die Wiederherstellung der Kuppel des Staatstheaters zu Wiesbaden in Stahl und die Gründe für die Wahl dieses Baustoffes erscheinen so bemerkenswert und ihre Kenntnis für ähnliche Fälle so wichtig, daß im folgenden kurz darauf eingegangen sei:

Beim Brand des Wiesbadener Staatstheaters im Jahre 1923 brachen, wie bekannt, die aus leichtem Stahlfachwerk bestehenden Dachbinder, an welchen auch Schnür- und Rollenboden angehängt waren, infolge der starken Hitze zusammen und stürzten auf die Bühne herab. Es war deshalb beim Wiederaufbau Gegenstand ernster Prüfung, ob nicht bei Anwendung eines anderen Baustoffes — wie z. B. Eisenbeton — die Gefahr einer künftigen Katastrophe beseitigt oder wesentlich verringert werden könnte. Eingehende Ermittlungen ergaben jedoch, daß es grundsätzlich nicht gerechtfertigt war, zur Wahl eines anderen Baustoffs für die Kuppel überzugehen.

Abb. 1.

Abb. 2.

Zunächst war zu berücksichtigen, daß ein großer Teil der Innenkonstruktion, der Rollen- und Schnürboden, die Arbeitsgalerien, ohnehin in Stahl zu belassen waren. Dann ergab sich klar, daß die Ursache des Einstürzens jedenfalls nicht darin lag, daß wesentliche Teile der Dachkonstruktion durch die Hitze ihre Festigkeit verloren hatten, daß vielmehr z. B. auf Biegung beanspruchte Tragglieder mit ungeschützten Flanschen durchaus tragfähig geblieben sind auch unter fraglos starker Feuereinwirkung. Mit größter Wahrscheinlichkeit ist der Einsturz darauf zurückzuführen, daß plötzlich angestiegener, also explosionsartiger Innendruck mit Stichflammenbildung Knickvorgänge in einzelnen Gitterstäben der Binderkonstruktion veranlaßte, vielleicht derartige Einwirkungen auch in den langen Zugbändern eintraten.

Es zeigte sich also, daß nicht der Stahl an sich als Baustoff bedenklich war, sondern es erwuchs nur die Aufgabe, eine für jede mögliche Einwirkung am meisten gesicherte Stahlkonstruktion zu wählen: Daß Eisenbeton gegenüber der letzteren den Vorzug verdient, muß in bezug auf explosionsartige Wirkungen bestritten werden, wie die Erfahrungen bei der Katastrophe in Oppau beweisen. Ob gegen plötzliche Stichflammenwirkung Eisenbeton unversehrt standhält und sich nicht andere nachteilige Wirkungen auslösen, darüber lagen sichere Erfahrungen damals nicht vor. Der Sarotti-Brand hat z. B. doch recht eigenartige Erscheinungen bei Eisenbeton gezeigt, und eine herabstürzende Betonkuppel würde natürlich noch ganz andere Verheerungen veranlaßt haben, als sie damals in Wiesbaden auftraten. Es wäre allenfalls nur eine Rippenkuppel in Eisenbeton in Betracht gekommen, die jedoch gegenüber der geplanten Stahlkonstruktion keine Vorteile geboten hätte. Diese bot die Gewähr, daß ihr Gerippe auch unter denkbar ungünstigsten Verhältnissen standhalten wird, also keine gefährlichen Knickvorgänge und Deformationen infolge leichter Gitterstäbe oder Abhängigkeit von leichten Zugbändern eintreten können. Die Binder sind zu diesem Zweck in vollwandigen kräftigen Querschnitten ausgeführt und so bemessen, daß sie auch ohne Zugbänder standfest bleiben, daß also das Dachgerippe bestehen bleibt, selbst wenn durch irgend eine Ursache der Schnür- und Rollenboden seine Tragfähigkeit verlieren würde. Diese Bedingung wurde für sehr wichtig erachtet und mit der vorgesehenen Konstruktion erfüllt.

Der vollwandige Querschnitt der Binder ist als meterhoher Breitflanschträger mit 500 mm breiten und 40 mm dicken Flanschen bemessen. Eine Umkleidung der Binderunterflanschen mit Rabitz wäre ohne Schwierigkeit möglich gewesen, wurde jedoch nicht für notwendig erachtet.

Der allgemeine Vorteil stählerner Dachkonstruktionen für Bühnenhäuser besteht darin, daß der Raum oberhalb des Schnürbodens zur Unterbringung der vielen Seilrollen nebst Seilen sowie sonstigen maschinellen Einrichtungen stets sehr beschränkt ist, so daß einem Baustoff, der den geringsten Raum wegnimmt, also dem Baustahl, der Vorzug einzuräumen ist. Auch kommt es häufig vor, daß nachträglich noch Rollen und ganze Antriebe eingebaut werden müssen, was sich bei Eisenbetonbindern kaum oder nur recht schwierig und kostspielig durchführen läßt. Bei neuen Bühnenhäusern werden, da die Zuschauer und das Bühnenpersonal durch den bei einem Brand entstehenden Rauch mehr gefährdet sind als durch Feuer, große Rauchabzugsvorrichtungen in das Dach eingebaut. Diese verhältnismäßig sehr großen Flächen (beim Staatstheater Wiesbaden 75 m²) müssen sich, wenn sie ihren Zweck erfüllen sollen, sehr rasch öffnen (in Wiesbaden in 15 Sekunden) und gegebenenfalls auch wieder schließen lassen. Hierzu sind kräftige Vorrichtungen erforderlich und Erschütterungen der Dachkonstruktion unvermeidlich, die eine solche aus Stahl sehr viel leichter erträgt als Eisenbeton. In Wiesbaden kam noch besonders hinzu die Notwendigkeit rascher Wiederherstellung und die Vermeidung übermäßiger Belastungen des stehengebliebenen Mauerwerks. Die Ausführung in Stahl verbürgte beides. Sie konnte — in der Hauptsache — mit verfügbarem Walzmaterial als-

bald in Angriff genommen werden, so daß, als das Baugerüst aufgestellt war, sogleich mit dem Einbau fertiger Konstruktionsteile begonnen werden konnte. Die Hauptarbeit bei Eisenbetonkonstruktionen hätte am Bau geleistet werden müssen, während die Baustellenarbeit beim Stahlbau auf ein Kleinstmaß beschränkt bleibt.

Abgesehen von Störungen und u. U. weitgehenden Verzögerungen durch die Witterung war dieser Umstand auch bei der damaligen steigenden Lohntendenz für die Kostenfrage wesentlich, zumal erfahrungsgemäß gerade solche Arbeiten, die terminswichtig sind, großen Anreiz zur Stellung von Forderungen der Arbeiter und Herbeiführung von Zwangslagen bieten.

Nicht unerwähnt darf schließlich die Frage von Schall- und Geräuscherscheinungen bleiben. Man hat hier bei Eisenbetonkonstruktionen jedenfalls noch keine sicheren Erfahrungen, ihre größere Schallübertragung ist hinreichend bekannt.

Abb. 1 zeigt Einzelheiten der Stahlkonstruktion, Abb. 2 die fast vollendete Kuppel. Die Ausführung erfolgte durch die M. A. N. (Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg) Werk Gustavsburg.

Braunkohlen-Brikettlagerhalle Karlsruhe-Rheinhafen.

Von Oberingenieur **Ludwig Wolff**, Kaiserslautern.

Durch den steigenden Absatz an Braunkohlen-Briketts in Süddeutschland und die Notwendigkeit, deren Versand jederzeit unabhängig von der durch den wechselnden Wasserstand des Rheines bedingten schwankenden Zufuhr vorzunehmen, sah sich das Rheinische Braunkohlen-Syndikat in Köln veranlaßt, außer den schon bestehenden älteren Lagern am Oberrhein ein großes und nach den neuesten Erfahrungen ausgerüstetes Lager im Hafen von Karlsruhe einzurichten.

Um die Einflüsse lange anhaltender schlechter Witterung auszuschalten und um die gefällige Form der Briketts zu erhalten, entschloß sich der Bauherr zur gedeckten Lagerung in einer Halle. Diese sollte eine Grundfläche von 200 × 62 m bedecken und eine durch keinerlei Stützen behinderte freie Bestreichung der Lagerfläche durch die Laufkrane gestatten. Es wurde demnach eine vollkommen stützenfreie Anordnung gewählt.

Die Ausbildung der Dachkonstruktion erfolgt in der Weise, daß im Abstand von 16,40 m Hauptbinder angeordnet wurden, zwischen denen auf besonderen, durchgehenden Längsträgern noch Zwischenbinder im halben Abstand sich befinden. Die Anordnung der Haupt- und Zwischenbinder ist auf Abb. 1 u. 2 ersichtlich. Die Dacheindeckung besteht aus Bimsbetondielen mit einer doppelten Lage von Dachpappe. Die Belichtung der Halle erfolgt durch einen durchgehenden Glasdachreiter von 16 m Stützweite. Die Wandkonstruktion ist in ihrem unteren Teile bis auf 5 m Höhe mit Rücksicht auf den seitlichen Druck des Lagergutes als Eisenbetonwand ausgebildet, der darüberliegende Teil als Eisenfachwerk mit $^1/_2$ Stein starker Ausmauerung. Die Ausbildung der Stützen erfolgte in der Weise, daß auf der dem Hafenbecken zugewandten Seite Pendelstützen, auf der anderen Seite feste Stützen vorgesehen wurden. Die Anordnung der Pendelstützen geschah mit Rücksicht

Abb. 1. Hauptbinder.

Abb. 2. Zwischenbinder.

auf den beschränkten Raum, da auf dieser Seite ein Übergang der Laufkatze von dem außenfahrenden Portalkran auf den innenfahrenden Laufkran möglich sein muß. Um mit Rücksicht auf die große Länge der Halle eine Ausdehnung der Längswände infolge Temperaturschwankungen zu ermöglichen, wurden die mittleren Stützen in der Richtung der Längswand steif, die äußeren Stützen dagegen elastisch ausgebildet. Da eine Verlängerung der Halle um ein Mehrfaches ins Auge gefaßt war, mußte die eine Giebelwand als provisorische Wand ausgebildet werden. Das Dach erhielt an dieser Seite einen senkrechten Abschluß, während es auf der anderen Seite abgewalmt ist. Für ausreichende Belüftung der Halle ist durch Anordnung von Glasjalousien in den Wänden und von feststehenden Jalousien aus verzinktem Eisenblech unter dem Oberlicht Sorge getragen. Auf der Wasserseite ist der ganze Raum mit etwa 16 m Lichtweite zwischen den Stützen als Torkonstruktion ausgeführt. Die Anordnung der vier Schiebetore ist so getroffen, daß an jeder Stelle eine Öffnung von 8 m freigegeben werden kann. Auf der gegenüberliegenden Seite befindet sich in jedem Feld zwischen den Stützen ein Tor von 5 m l. W., um auch dort Briketts auf Eisenbahnwagen oder Straßenfahrzeuge verladen zu können.

Die Kranausrüstung bestand ursprünglich aus zwei Portalkranen von 18 m Stützweite zwischen Halle und Hafenbecken und zwei Laufkranen von 59,34 m Stützweite innerhalb der Halle, zu denen später ein weiterer Portalkran und ein weiterer Laufkran in gleicher Ausführung kam. Die maschinelle Ausrüstung besteht also heute aus drei Umschlagseinheiten mit je einer Außen- und einer Innenbrücke mit untenhängender Drehlaufkatze. Die Laufkatzen fahren zwischen den Untergurten der Kranbrücken und besitzen eine Tragfähigkeit von je 4 t. Da das Gewicht des Greifers etwa 1,5 t beträgt, kann bei jedem Spiel 2,5 t Kohle befördert werden. Die Anzahl der Spiele beträgt je nach Laufweg der Katze 30 bis 40 je Stunde, so daß sich eine mittlere Leistungsfähigkeit der drei Umschlagseinheiten von zusammen 225 bis 300 t je Stunde ergibt. Außer der Möglichkeit, die Briketts zur Lagerung in die Halle zu befördern, ist auch ein direkter Umschlag vom Schiff auf die Eisenbahn vorgesehen, wobei der letztgenannte Wert der Leistung der Anlage noch überschritten wird.

Abb. 3. Zusammenbau.

Abb. 4. Ansicht der Krananlage.

Die Montage (Abb. 3) erfolgte in der Weise, daß die Stützen mit besonderen Schwenkmasten aufgestellt wurden. Der erste Binder wurde an eisernen Masten hochgezogen und bis zum Aufbringen des zweiten Binders festgehalten. Das Hochziehen des zweiten Binders erfolgte mit einem fahrbaren Portalgerüst mit Auslegermasten. Nach Aufbringen der Pfetten und der Verbände zwischen den beiden ersten Bindern konnte die weitere Montage der Binder durch das fahrbare Portalgerüst ohne Schwierigkeit erfolgen.

Abb. 5. Innenansicht.

Abb. 6. Außenansicht von der Wasserseite.

Der Entwurf der Gesamtanlage erfolgte durch den Bauherrn, das Rheinische Braunkohlen-Syndikat in Köln, der Entwurf, die Ausführung und die Montage der Eisenkonstruktion durch die Firma Eisenwerk Kaiserslautern. Die Lieferung der Krananlage (Abb. 4) erfolgte durch die Firma Mohr & Federhaff, Mannheim, wobei die Lieferung der Kranbrücken ebenfalls durch die Firma Eisenwerk Kaiserslautern geschah. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion der Lagerhalle betrug etwa 920 t, das der Kranbrücken 370 t.

Abb. 5 zeigt das Innere der Halle, Abb. 6 eine Außenaufnahme der Gesamtanlage, die sich in jahrelanger, ununterbrochen starker Beanspruchung aufs beste bewährt hat.

Über Berechnung und Ausbildung versteifter Blechwände.

Von Dr.-Ing. **Adolf Eggenschwyler**, Zürich.

Die bei Eisenwasserbauten vorkommenden Blechwände sind in der Regel durch einen Rost von Längs-, Quer- und Hauptträgern unterstützt und deshalb beansprucht als durchlaufende biegungsfeste Platte und als Bestandteil ihrer Versteifungsträger, mit denen sie infolge der durchgehenden Vernietung biegungsfeste Verbundquerschnitte bilden. Es können auch noch andere Beanspruchungen hinzukommen, besonders durch in der Wandebene selbst wirkende Lasten, auf die jedoch hier nicht näher eingegangen werden soll, weil die Verteilung dieser Lasten von Fall zu Fall sehr verschieden ist und die Bestimmung der Beanspruchungen im allgemeinen keine besonderen Schwierigkeiten macht, sobald die Lasten bekannt sind.

Abb. 1.

Abb. 2.

Abb. 1 und 2 stellen als Beispiel die Stauwand einer Segmentschütze dar. S_1, S_2 usw. sind Stöße der einzelnen Blechtafeln, L_1—L_{11} Längsträger, Q_1 und Q_2 Querträger, H_1 und H_2 die Hauptträger und W der hintere Windverband.

Es sei im folgenden versucht, die Verteilung der verschiedenen Beanspruchungen und der daraus resultierenden Hauptspannungen in leicht verständlicher Weise zu erläutern und Grundlagen für die Festigkeitsberechnung anzugeben, die an die mathematischen Kenntnisse und den Zeitaufwand des Konstrukteurs keine großen Anforderungen stellen und doch ein sicheres und durchaus wirtschaftliches Konstruieren ermöglichen.

Abb. 3.

Abb. 4.

I. Plattenbeanspruchungen.

Es empfiehlt sich, die Längsträger nicht zu klein zu wählen, so daß die einzelnen Felder der Blechwand mindestens etwa viermal so lang werden wie breit. Die größten Plattenbeanspruchungen treten über den Rippen auf und sind dort nach den neueren Plattentheorien von Ritz, Nadai, Markus usw. ungefähr nach Abb. 3 verteilt. Die im mittleren Teil der Längsseiten auftretenden Höchstwerte nähern sich mit wachsender Feldlänge sehr rasch dem Einspannungsmoment M_o der unendlich langen Platte — schon bei einem Seitenverhältnis von 2:1 beträgt der Unterschied kaum mehr 4% —, so daß man unbedenklich auf die komplizierten und schwer verständlichen Plattentheorien verzichten und das Blech als kontinuierlichen Träger auffassen kann, der lediglich durch die Längsträger unterstützt ist, sich aber daran erinnern wird, daß auch in der Längsrichtung der Wand Plattenbeanspruchungen auftreten, deren Höchstwerte $M_{q\,\max}$ in der Mitte der kurzen Felderseiten um etwa 30% kleiner sind als die Momente $M_{l\,\max}$ in der Mitte der langen Seiten. Diese Berechnungsweise liefert auch zuverlässigere Werte als die alten Bachschen Faustformeln, die die Abminderung der Höchstwerte infolge der Auflagerung der kurzen Felderseiten zu günstig beurteilen.

Zu beachten ist aber vor allem, daß die Biegungsspannungen über den Längsträgern durchaus nicht gleich sind, wie bei schneidenförmiger Auflagerung, sondern in hohem Maße davon abhängig, ob die Versteifungsträger I-, U-, Z- oder winkelförmigen Querschnitt besitzen und auf der Luft- oder Wasserseite der Stauwand liegen.[1])

Infolge der Biegungsfestigkeit der Wand werden sich die Längsträger nicht verdrehen und nur in Richtung senkrecht zur Wand auf Biegung beansprucht sein können mit einer parallel zur Wand liegenden Neutralachse n—n. Die vom Träger aufzunehmende Belastung muß dann durch den Schubmittelpunkt B des wirksamen Trägerquerschnittes gehen, der z. B. bei U-Eisen auf der Rückseite des Steges liegt und sich nach Abb. 4 aus dem Winkel

$$\alpha = \text{arc tg}\left(\frac{J_{xy}}{J_x}\right)$$

ergibt, wobei J_{xy} das Zentrifugalmoment des hinteren Flansches in bezug auf Stegebene und Neutralachse und J_x das Trägheitsmoment des ganzen wirksamen Trägerquerschnittes inbezug auf die n—n-Achse bedeutet. Zum wirksamen Trägerquerschnitt gehört außer dem Versteifungsträger selbst noch ein bestimmter mitwirkender Streifen der Blechwand, über dessen Breite im nächsten Abschnitt die Rede sein wird.

Die theoretische Spitze A der Momentenlinie liegt über dem Schubmittelpunkt B. Da aber die Auflagerdrücke nur durch die Zugfestigkeit der Niete oder durch Drücke auf die Kanten des Trägerflansches aufgenommen werden können, so ergeben sich über den Längsträgern die in Abb. 4 gezeichneten Abweichungen von der Momentenlinie bei schneidenförmiger Auflagerung. Die Lage der Nullinie folgt jeweils aus der Bedingung, daß, gleichmäßige Verteilung der Längsträger vorausgesetzt, das Integral $\int M\,ds$ zwischen je zwei Längsträgern gleich Null sein muß. Bei innerem Überdruck sind nicht nur die maßgebenden Maximalmomente größer, sondern sie treten auch in der Nietlinie auf, so daß im Gegensatz zu äußerem Überdruck die Nietschwächung zu berücksichtigen ist.

Es gibt Fälle (I-Träger auf der Luftseite), bei denen die Biegungsbeanspruchung nur etwa halb so groß, und andere (U-Eisen auf der Wasserseite), bei denen sie doppelt so groß werden kann, wie bei schneidenförmiger Auflagerung.

Winkeleisen sind des kleinen Widerstandsmomentes wegen nur für kleine Belastungen zu empfehlen. Z-Eisen ergeben günstigere Be-

[1]) Eggenschwyler: Über die Festigkeitsberechnung von Schiebetoren und ähnlichen Bauwerken. Diss. der Eidg. techn. Hochschule in Zürich. Verlag H. A. L. Degener. Leipzig 1921.

anspruchungen des Bleches als U-Eisen, sind aber teurer und haben bei gleichem Widerstandsmoment etwas höheres Eigengewicht. I-Eisen ergeben die günstigsten Biegungsbeanspruchungen des Bleches, lassen sich aber wegen der schmalen Flanschen häufig nicht gut mit der Stauwand vernieten.

II. Längsträger.

Die Längsträger werden meistens durch einfache Winkeleisen an den Querträgern befestigt und als einfache Balken berechnet, weil die Anschlüsse zur Aufnahme von Einspannmomenten nicht geeignet sind. Die Blechwand wirkt als Flansch der Längsträger mit und erhält dadurch Längs-, Quer- und Schubspannungen, deren Verteilung für den Mittelquerschnitt und einen dem Träger benachbarten Längsquerschnitt in Abb. 5 angedeutet ist.

Abb. 5.

Diese Spannungsverteilung und die Frage der wirksamen Plattenbreite ist außer vom Verfasser[1] [2]) auch von den Herren Bortsch im „Bauingenieur" 1921, v. Karman in der Festschrift August Föppl 1924 und Huber im „Bauingenieur" 1923 bis 1926, am Internationalen Kongreß für Technische Mechanik 1926 u. a. O. behandelt worden. Es läßt sich für die Spannungsverteilung im Flansch eine allgemeine Differentialgleichung aufstellen, deren Auflösung sehr schwierig ist und großen Zeitaufwand erfordert. Dagegen kann sie durch einige vereinfachende Annahmen[1] [2]), die das Endergebnis augenscheinlich nicht stark beeinflussen können, auf eine einfachere Form gebracht werden, die für die Längsspannungen des Mittelquerschnittes eine kettenlinienförmige Verteilung

$$(1)\qquad \sigma_m = \sigma_{m\,\min} \cos h\left(\frac{c\,y}{l}\right) = \sigma_{m\,\max} \cdot \frac{\cos h\left(\frac{c\,y}{l}\right)}{\cos h\left(\frac{c\,b}{l}\right)}$$

ergibt. Die Gesamtkraft des Streifens b, Abb. 5, ist dann gleich der Maximalspannung $\sigma_{m\,\max}$, ausgedehnt über einen Streifen von der reduzierten „wirksamen Plattenbreite"

$$(2)\qquad b_w = \frac{l}{c} \cdot \operatorname{tgh}\left(\frac{b\,c}{l}\right)$$

Der Beiwert c wurde gefunden zu

$$c = 4\sqrt{\frac{E}{G}}$$

und da der Elastizitätsmodul E sich zum Gleitmodul G für alle isotropen Körper angenähert wie 2,6 verhält, so folgt

$$(3)\qquad c = 4\sqrt{2{,}6} = 6{,}45.$$

Die größten Quer- und Schubspannungen entsprechen in kontinuierlichen Wänden ungefähr den Werten

$$(4)\qquad \tau_{\max} = \sim 0{,}5\,\sigma_{m\,\max}\ \operatorname{tgh}\left(\frac{c \cdot b}{l}\right)$$

und

$$(5)\qquad \sigma_{q\,m} \sim -\,0{,}25\,\sigma_{m\,\max}\left[1 - \frac{1}{\cos h\left(\frac{c \cdot b}{l}\right)}\right]$$

in Trägermitte und

$$(6)\qquad \sigma_{q\,c} \sim 0{,}4\,\sigma_{m\,\max}\left[1 - \frac{1}{\cos h\left(\frac{c \cdot b}{l}\right)}\right]$$

am Auflager.

b und b_w beziehen sich auf die eine Flanschhälfte. Als ganze wirksame Plattenbreite des Trägers ist bei symmetrischen Platten

$$B_w = 2 \cdot b_w + b_0$$

einzusetzen, wobei b_0 bei I-förmigen Versteifungsträgern gleich dem Abstand der beiden Nietlinien und bei Eisenbetonplatten gleich der halben Rippenstärke zu setzen ist.

Für die unendlich breite Platte wird $\operatorname{tgh}\left(\frac{b \cdot c}{l}\right) = 1$ und

$$b_w = 0{,}155\,l.$$

In Abb. 6 ist $b_w : l$ als Funktion von $b : l$ graphisch aufgetragen. Es ist ohne weiteres klar, daß diese Kurve bei 0 mit der 45°-Linie beginnen und sich mit wachsendem b asymptotisch einem gewissen Festwert nähern muß. Da diese Bedingung durch den Tangens hyperbulicus (tgh oder $\mathfrak{Tg}$) in besonders einfacher Weise erfüllt wird und dieser aus Tabellen (z. B. in der „Hütte") abgelesen werden kann, so dürfte eine einfachere und praktischere Formel als die obige Gleichung (2) von vornherein ausgeschlossen sein, so daß es sich empfehlen wird, für den praktischen Gebrauch die Gleichung (2) auch dann beizubehalten, wenn etwa genauere Untersuchungen zu einer Korrektur des Beiwertes c Anlaß geben sollten.

Die Theorien von Bortsch, v. Karman und Huber suchten das Problem auf genauere Weise zu lösen, sind aber nicht leicht verständlich und nicht in praktisch greifbarer Weise ausgewertet, so daß es nicht möglich ist, in Abb. 6 auch ihre Ergebnisse zum Vergleich heranzuziehen, und sie vorläufig für den Gebrauch der Praxis kaum in Betracht kommen. Es sei nur erwähnt, daß Bortsch für die unendlich breite Platte als „ganz rohe Annäherung" auf $b_w = 0{,}14\,l$, d. i. $c = 7{,}15$ kommt; v. Karman gibt $0{,}0909\,l$, d. h. $c = 11$ an, Huber sprach sich mehr für $0{,}15\,l$ bezw. $c = 6{,}67$ aus und aus den Versuchen Schüles (Mitteilungen der Eidg. Materialprüfungsanstalt, Heft 12, 1907) läßt sich für die nicht kontinuierliche Platte etwa auf $c \sim 8{,}3$ schließen.

Abb. 6.

Die Spannungsverteilung in breiten Trägerflanschen und folglich auch die wirksame Plattenbreite sind natürlich auch davon abhängig, ob der Träger an den Enden eingespannt, ob die Platte in der Längs- bezw. Querrichtung kontinuierlich, ob die Belastung gleichmäßig verteilt sei oder nicht, usw. und es wäre deshalb zu begrüßen, wenn durch genauere Untersuchungen oder Versuche der Beiwert c möglichst für verschiedene Randbedingungen noch genauer festgestellt würde. Bis dahin wird man sich mit dem obigen Wert $c = 6{,}45$ begnügen können, um so mehr als es für die Dimensionierung meistens sehr wenig ausmacht, ob innerhalb der nach den oben genannten Quellen in Frage kommenden Grenzen mit einem etwas höheren oder niedrigeren c gerechnet werde. Es ist zu beachten, daß man durch Einsetzen einer zu geringen wirksamen Plattenbreite zu günstige Beanspruchungen der Nietverbindung zwischen Blech und Träger erhält. Der v. Karmansche Wert $b_{w\,\max} = 0{,}0909\,l$ dürfte jedenfalls zu klein sein.

Aus Abb. 6 ist ersichtlich, daß die mit $c = 6{,}45$ erhaltenen wirksamen Plattenbreiten ungefähr in der Mitte zwischen den nach verschiedenen Eisenbetonvorschriften in Rechnung zu setzenden Breiten liegen. Anstößig ist an diesen Vorschriften, daß die Kurve niemals stetig verläuft und in der Nähe der Knickpunkte immer etwas zu günstige Werte liefert. Die weitere Bestimmung der deutschen und schweizerischen Eisenbetonvorschriften, wonach die in Rechnung zu setzende Plattenbreite ein bestimmtes Vielfaches der Plattendicke nicht überschreiten soll, ist theoretisch nicht begründet. Die Spannungsverteilung in irgend einer dünnen Schicht des Flansches ist von der Plattendicke unabhängig und folglich auch die „wirksame Plattenbreite". Nicht stichhaltig ist auch die weitere Bestimmung, daß für Randfelder eine geringere Breite in Rechnung zu setzen sei. Die Grenze zwischen den „mitwirkenden"[3]) Flanschbreiten b_1 und b_2, (Abb. 7), kann nach Gl. (1) durch Probieren bestimmt werden, weil dort die Randspannung der Mittelquerschnitte

Abb. 7.

$$\sigma_{m\,\min} = \sigma_{m\,\max} : \cos h\left(\frac{c\,b}{l}\right)$$

für beide Träger gleich groß sein muß. Sie hängt von den Durchbiegungsverhältnissen der Träger ab und kann näher am Mittelträger oder näher am Randträger liegen. Innerhalb b_1 und b_2 ist aber die Spannungsverteilung für beide Träger analog ,und die wirksame Plattenbreite b_w ergibt sich deshalb für den Randträger so gut wie für einen Mittelträger nach Gl. (2).

III. Übrige Beanspruchungen der Wand.

In ähnlicher Weise wie mit den Längsträgern wirken die Blechwände auch im Querschnitt der Querträger mit, wobei besonders zu beachten ist, daß die Beanspruchungen der Verbindungsniete mitunter ziemlich groß werden und deshalb zu berechnen sind.

Auch im Querschnitt der Hauptträger wirken die Blechwände mit und bilden häufig an sich schon einen ziemlich reichlichen Gurtquerschnitt, so daß Gurtwinkel und Stehbleche sehr leicht gehalten werden können.

Auch die Längsträger nehmen durch Vermittelung der Blechwände an der Aufnahme der Gurtkräfte der Hauptträger teil. Da sie aber jeweils

[2]) „Der Eisenbau" 1917.

[3]) In der Literatur sind die Bezeichnungen „mitwirkend" und „wirksam" noch nicht klar getrennt. Es scheint mir aber zweckmäßig, die Breiten b_1 und b_2 als „mitwirkend" und die Werte b_{w_1} und b_{w_2}, Abb. 7, als „wirksame" Flanschbreite zu bezeichnen.

an den Querträger unterbrochen sind, so wird man besser diesen günstigen Einfluß vernachlässigen und lediglich den kontinuierlichen Randträger L_1, Abb. 1 u. 2, mitrechnen, indem man die Flanschbreite b seinem Querschnittsinhalt entsprechend erhöht.

IV. Hauptspannungen.

Aus den erwähnten verschiedenen Beanspruchungen wird man sich ein ungefähres Bild über die Verteilung der Hauptspannungen machen müssen. Ihre Höchstwerte sind jedenfalls über den Rippen zu erwarten, weil dort die Plattenbeanspruchungen und die Einflüsse infolge Mitwirkung im Querschnitt der Längs-, Quer- und Hauptträger am größten sind.

Bezeichnet x die Längsrichtung, y die Querrichtung und z die Dickenrichtung der Wand, dann ergibt sich über den Längsträgern

1. infolge der Plattenbeanspruchung eine Biegungsspannung σ_{y1}, sowie eine Schubspannung $\tau_{yz} = \tau_{zy} = \tau_1$, die aber unbedeutend ist und vernachlässigt werden kann,
2. infolge Mitwirkung im Querschnitt der Längsträger eine Längsspannung σ_{x2}, sowie Schubspannungen $\tau_{xy} = \tau_{yx} = \tau_2$ und Querspannungen σ_{y2}, entsprechend den Werten σ_x, σ_y und τ des vorigen Abschnittes,
3. infolge Mitwirkung im Querschnitt der Querträger Längsspannungen σ_{y3}, Schubspannungen τ_3 und Querspannungen σ_{x3},
4. infolge der Gurtkräfte der Hauptträger Längsspannungen σ_{x4}, Schubspannungen τ_4 und Querspannungen σ_{y4}.

In Abb. 8 ist die Verteilung dieser Beanspruchungen über einen Längsträger schematisch dargestellt. Bestimmt man daraus die Höchstwerte $\sigma_{x\,max}$, $\sigma_{y\,max}$ und τ_{max} und aus ihnen den Verlauf der Hauptspannungen

$$\sigma_{max} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

für die verschiedenen Längsträgerstränge, dann wird man meistens finden, daß die Hauptspannungen die einfache Plattenbeanspruchung σ_{y1} um höchstens 10% überschreiten, so daß man im allgemeinen auf eine genauere Ermittlung der Hauptspannungen verzichten und sich darauf beschränken kann, die Platte nach den Beanspruchungen σ_{y1} allein zu dimensionieren, wobei man vielleicht vorsichtshalber mit ihnen um etwa 10% unter dem zulässigen Höchstwert bleibt.

Abb. 8.

Nur in Fällen, wo große Schubspannungen auftreten, wie z. B. im Boden und der Decke des Schwimmkastens von Schleusenschiebetoren, die große Querkräfte zu übertragen haben, sind die Hauptspannungen genauer zu verfolgen.

Über den Querträgern wird die Plattenbeanspruchung σ_{x1} etwa 70% des über der Mitte der Längsträger auftretenden Wertes σ_{y1} erreichen können und es kommen infolge der Mitwirkung im Querschnitt der Querträger und der Hauptträgergurte noch die oben erwähnten Beanspruchungen σ_{y3}, τ_3, σ_{x3}, σ_{x4}, τ_4 und σ_{y4} hinzu. Da die Plattenbeanspruchung σ_{x1} und die Längsspannung infolge der Gurtkräfte der Hauptträger σ_{x4} gleichgerichtet sind, so können sich hier, sofern die Wand als Gurtquerschnitt der Hauptträger ziemlich ausgenutzt ist, leicht Überschreitungen der zulässigen Spannungswerte ergeben, die sich dadurch vermeiden ließen, daß die Stauwand gar nicht auf die Querträger abgestützt wird. Diese lokalen Spannungsüberschreitungen bedeuten aber keine entsprechende Erhöhung der Bruchgefahr, weil sie bei einer Laststeigerung über die Proportionalitätsgrenze hinaus zurückbleiben und die Längsstreifen der Wand einfach auf Kosten der den Querträgern benachbarten Querstreifen entlastet würden. Man wird kaum annehmen wollen, daß durch die Anordnung eines Zwischenraumes zwischen Wand und Querträgern, wodurch diese Spannungsüberschreitung vermieden würde, eine tatsächliche Verstärkung des Bauwerkes erreicht werde, und wird deshalb zweckmäßig die Wand zwar mit den Querträgern verbinden, diese Unterstützung aber in der Rechnung einfach vernachlässigen.

V. Konstruktive Ausbildung.

Durch die unmittelbare Vernietung der Wand mit den Längs-, Quer- und Hauptträgern wird das Widerstandsmoment der Längsträger um 25 bis 30% und dasjenige der Querträger um mindestens ebensoviel erhöht und die Blechwand als Gurtquerschnitt der Hauptträger herangezogen, ohne daß dadurch im allgemeinen in der Wand erheblich größere Beanspruchungen auftreten, als wenn sie nur die Plattenbeanspruchungen aufzunehmen hätte. Voraussetzung ist dabei jedoch, daß bei größeren Gurtkräften der Hauptträger die primären Wandversteifungen (Längsträger) parallel zu den Hauptträgern liegen, weil dann die beiden größten Spannungskomponenten, die Plattenbeanspruchung und die Hauptträgergurtspannung, senkrecht zu einander gerichtet sind, und die Hauptspannung infolge der verhältnismäßig kleinen Schubspannungen keinen dieser beiden Werte erheblich überschreiten kann.

Die Längsträgeranschlüsse können entweder nach Abb. 9 ausgebildet werden, wobei man die Gurtwinkel der Querträger durchlaufen läßt, oder

Abb. 9. Abb. 10.

nach Abb. 10, wo sie jeweils an den Längsträgeranschlüssen unterbrochen sind. Da die Querträger mit all den Längsträgeranschlüssen verhältnismäßig viel Werkstattarbeit erfordern, so empfiehlt es sich, die Zahl der Querträger möglichst niedrig zu halten und etwa 2,5 bis 3 m lange Längsträger zu verwenden.

Abb. 11.

Kleine winkelförmige primäre Wandversteifungen, die nach Abb. 11 nicht durch besondere Anschlußwinkel mit den Querträgern verbunden sind, sind gefährlich und bei größeren Drücken nicht zu empfehlen, weil man keine einwandfreie Kraftübertragung in die Querträger (hohe lokale Biegungsbeanspruchungen des Bleches und Zugbeanspruchungen der Niete) erhält.

An Stelle der ebenen versteiften Blechwände sind früher in verschiedenen Ländern häufig Tonnenbleche oder Buckelplatten verwendet worden. Der Verfasser hat im „Eisenbau" 1915 eine Berechnungsweise dafür angegeben, aus der sich ergibt, daß die gefährlichsten Beanspruchungen stets in den Anschlüssen auftreten, daß hohe Zugbeanspruchungen der Niete nicht zu vermeiden sind und daß man auch bei weitherziger Zulassung dieser im allgemeinen verpönten Beanspruchungen eine enge Nietung benötigt. Da der Querträgerabstand auch erheblich kleiner gewählt werden muß als bei versteiften ebenen Blechen, die Tonnenbleche im Querschnitt der Hauptträger nicht mitwirken und man für sie auch höhere Einheitspreise bezahlt, so sind sie entschieden unwirtschaftlich, so verlockend es auf den ersten Blick erscheinen mag, auf diese Weise die primären Wandversteifungen sparen zu können.

Der Verwendung von Tonnenblechen lag meistens eine sehr oberflächliche Festigkeitsberechnung zugrunde, wobei das Kräftespiel in den Anschlüssen der Tonnenbleche viel zu günstig und dasjenige in versteiften ebenen Blechwänden viel zu ungünstig beurteilt wurde. Man stützte sich auf einige Versuche, bei denen ein aus zwei Tonnenblechen und einem ⊔-Eisenrahmen bestehender Kasten papiersackartig aufgeblasen wurde bis größere Undichtigkeiten auftraten und der Druck auch nach wiederholtem Nachstemmen nicht mehr weiter gesteigert werden konnte, und übersah, daß dabei die Flanschränder nach innen ausbogen und infolgedessen ein ganz anderer Spannungszustand entsteht, als wenn die Tonnenbleche in einer kontinuierlichen Blechwand eingebaut sind. Aus der neuesten Zeit sind dem Schreibenden Anwendungen von Tonnenblechen nicht mehr bekannt geworden, so daß wohl gehofft und erwartet werden darf, daß sie gänzlich aus dem Eisenwasserbau verschwinden.

Fördergerüst für die Großschachtanlage „Robert Müser" der Harpener Bergbau-Aktiengesellschaft in Werne, Kreis Bochum.

Von Dr.-Ing. Dörnen, Dortmund-Derne.

Zur Erzielung einer wirtschaftlichen Förderung, Aufbereitung und Verkokung der Kohle baut zurzeit die Harpener Bergbau-Aktiengesellschaft ihre Zeche Heinrich-Gustav in Werne zu einer Großschachtanlage aus.

Die in mehreren der Gesellschaft gehörigen, untereinander durchschlägigen Zechen abgebaute Kohle wird unter Tage zur neuen Großschachtanlage geschafft und hier durch einen auf 7,6 m l. W. erweiterten Schacht zu Tage gefördert. Das hierzu erforderliche, in

den Abb. 1 u. 2 dargestellte Fördergerüst ist in mehrfacher Hinsicht bemerkenswert.

1. Die beiden Förderseile haben eine Bruchlast von 324 + 225 t = 549 t. In dieser Hinsicht gehört das Gerüst zu den größten des ganzen Bezirkes, wenn es nicht zurzeit das größte ist. Die große Förderung ist für $3 \times 4 = 12$ Wagen, die kleine für $4 \times 2 = 8$ Wagen eingerichtet.
2. Das Führungsgerüst des neuen Förderturmes ist in halber Höhe sofort nach Stillegung der alten Förderung errichtet worden, hat vorübergehend zwei kleine Streben erhalten und dient als Abteufgerüst bezw. beim Erweitern des Schachtes (Abb. 3). Während der Abteufarbeiten wird das Führungsgerüst auf die volle Höhe gebracht und das neue Fördergerüst fertiggestellt, werden die neuen Seilscheiben gezogen, so daß nach Beendigung der Abteufarbeiten die Förderung sofort aufgenommen werden kann. Dabei erfährt die Abteufarbeit keine Störungen. Der hierdurch erzielte Gewinn an Zeit ist beträchtlich.
3. Das neue Gerüst ist eines der ersten, das nach den Grundsätzen für die statische Berechnung der Fördergerüste entsprechend dem Erlaß vom 14. November 1927 berechnet worden ist.

Für die Förderung kam nur Dampfkraft in Frage. Daraus ergab sich die Ausführung des Gerüstes als Bockstrebengerüst. Die Abmessungen und Querschnitte des Gerüstes ergeben sich aus den Abb. 1 u. 2.

Ein Vergleich der Entwürfe in Stahl oder Eisenbeton ergab die unbedingte Überlegenheit der Stahlkonstruktion. Bezüglich der damit verbundenen Vorteile wird verwiesen auf den Aufsatz von P. Walter in Heft 2 des „Stahlbau": Der Fördergerüstneubau Kaiser-Wilhelm-Schacht der Hohenzollerngrube. Im vorliegenden Falle kam noch hinzu, daß die Zeit bis zur Inbetriebnahme der neuen Förderung äußerst kurz ist und daß es bei Anwendung von Eisenbeton jedenfalls nicht möglich gewesen wäre, einen Teil des neuen Gerüstes für die Abteufarbeiten herzurichten und den übrigen Teil während der Abteufarbeiten ohne Störung derselben fertigzustellen.

Als Material für das Führungsgerüst wurde St 37.12 gewählt, denn die meisten Querschnitte des Führungsgerüstes werden nicht durch ihre Beanspruchungen, sondern durch andere Einflüsse bestimmt. Man hätte die Festigkeit eines höherwertigen Baustoffes hier nicht ausnutzen können. Die Strebe ist aus St 48 hergestellt. Die Verwendung dieses Materials bringt gegenüber St 37.12 eine erhebliche Kostenersparnis. Sämtliche Nieten sind aus St Si. Das Gewicht des gesamten Gerüstes beträgt rd. 300 t, was in Anbetracht der großen Seilbruchlasten bei einer Gerüsthöhe von mehr als 57 m sehr gering ist.

Wenn auch rahmenartige Gebilde im Führungsgerüst und in der Strebe für das Auge sehr bestechende Wirkungen haben (siehe Wolff: Neuzeitliche Fördertechnik. „Die Bautechnik" 1928, Heft 28), so ist im vorliegenden Falle doch Fachwerk angewandt worden, um bei den großen Förderlasten und der hohen Fördergeschwindigkeit Schwingungen auszuschalten. Indessen ist das Dreiecksfachwerk so gegliedert worden, daß es im Gesamtbild gegen die senkrechten und wagerechten Konstruktionsteile des Führungsgerüstes und namentlich gegen die vollwandigen, massiven Streben zurücktritt.

Die Anwendung der neuen Berechnungsvorschriften hat keine Schwierigkeiten ergeben. Es ist zu begrüßen, daß jetzt endlich für die statische Berechnung von Fördergerüsten feste Bestimmungen vorliegen. Für die Querschnitte der tragenden Teile waren durchweg die Beanspruchungen durch die bei Übertreiben bezw. Festklemmen eines aufgehenden Korbes vorgeschriebenen Belastungen maßgebend.

Für das Abbremsen eines übergetriebenen Förderkorbes an den Leitbäumen sehen die Bestimmungen zwei Möglichkeiten vor:

1. Zusammenziehung der Leitbäume nach innen, d. h. zur Schachtmitte.
2. Seitliche Verdickung derselben.

Im ersten Falle treibt der zu hoch gehende Korb die Leitbäume horizontal auseinander und bringt Biegungsbeanspruchungen in die Riegel des Fördergerüstes. Diese Kräfte treten mehr oder weniger schlagartig auf und beanspruchen nicht nur das Führungsgerüst, sondern auch den Förderkorb in recht ungünstiger Weise. Außerdem ist es namentlich bei

Abb. 1. Fördergerüst Schacht Arnold der Großschachtanlage „Robert Müser". Querschnitt und Ansicht.

Abb. 2. Ansicht a—b der Fachwerkstrebe. (vergl. Abb. 1 rechts).

Abb. 3. Abteufgerüst. (Unter Verwendung des unteren Führungsgerüstteils des neuen Förderturms.)

großen Führungsgerüsten nicht leicht, die Riegel so stark zu machen, daß sie sich nicht zu sehr auseinanderbiegen. Auf jeden Fall sind hierfür große Stahlquerschnitte nötig. Im zweiten Falle sucht der verdickte Leitbaum die auflaufenden Führungsklauen auseinanderzusprengen. Die hierbei auftretenden horizontalen Kräfte heben sich, ohne Gerüst und Förderkorb zu treffen, innerhalb der Klauen auf. Das Kräftespiel ist kleiner, klarer und zuverlässiger. Deshalb hat sich auch die Bauherrin für die zweite Ausführung entschieden. Es sei bemerkt, daß im Anschluß an ein Förderunglück im Frühjahr 1928 die Bergbehörde dieser Ausführung den Vorzug gibt.

Entwurf und Ausführung erfolgte durch die Brückenbauanstalt Johannes Dörnen, Dortmund-Derne.

Montagemast für 50 m hohe Leitungsmaste.

Von Dipl.-Ing. **Thümecke**, Rheinbrohl a. Rh.

Der bald nach dem Kriege in ausgedehntem Maße in Angriff genommene Ausbau der Überland-Kraft- und Lichtversorgung machte u. a. die Errichtung zahlreicher Maste erforderlich, welche oft eine beträchtliche Höhe erreichen, und für die daher und auch zufolge seiner allgemeinen Überlegenheit über Holz und Beton fast ausschließlich Stahl als Baustoff in Frage kam. Soweit es sich um kleinere Maste handelte, wurden diese im ganzen oder in mehreren Einzelteilen versandt, an Ort und Stelle auf dem Boden zusammengeschraubt und dann in einem Stück aufgerichtet. Bei den größeren Masten war diese Art der Montage nicht mehr möglich. Man ging daher meist in der Weise vor, daß man mit Hilfe eines Holzbaumes den ersten Mastschuß errichtete, auf diesem eine Arbeitsbühne anlegte und den Holzbaum daraufstellte, um nun den zweiten Mastschuß montieren zu können. Für die größten freistehenden Maste, welche eine Höhe von über 200 m erreichten, war dies der einzige Weg der Montage.

Abb. 2. Auslegerstellung für das Hochziehen der Mastschüsse.

Abb. 1. Ansicht des Montagemastes.

Abb. 3b. Gehäuse. Aufsicht ohne Abspannring.

Eine andere Art der Montage für Maste mittlerer Höhe bis etwa 50 m wurde von der Firma Hilgers Akt.-Ges., Rheinbrohl a. Rh., vorgenommen, welche im Jahre 1920 für eine holländische Gesellschaft vier Maste von 52,65 bezw. 42,65 m Höhe lieferte. Die Maste waren für einen Spitzenzug von 6000 kg zu berechnen und wurden vollständig verzinkt, so daß eine besondere Unterhaltung zur Vermeidung von Rostansatz nicht erforderlich war. Das System dieser Maste zeigt Abb. 5.

Der Auftraggeber bestellte zu den vorgenannten vier Masten — da er noch viele ähnliche zu errichten hatte — außerdem noch einen besonderen 50 m hohen Montagemast, der die Aufstellung der Leitungsmaste in einfacher Weise ermöglichen sollte. Dieser Montagemast hat sich wegen seiner einfachen Handhabung und vielseitigen Verwendungsmöglichkeit sehr bewährt und sei daher nachstehend näher beschrieben.

Die allgemeine Ausführung geht aus Abb. 1 u. 2 hervor: Der eigentliche Montagemast erhält eine Länge von 50 m, welche sich aus fünf Schüssen von je 10 m Höhe zusammensetzt, und ist innen besteigbar. Mit Rücksicht auf die nötige Knicksicherheit und die auftretenden Biegungs- und Verdrehungsbeanspruchungen wurde die Seitenlänge des Mastes zu 800 mm gewählt. Der Mast erhielt Pfostenwinkel 100 × 100 × 12 und Diagonalwinkel 70 × 70 × 7 bezw. 65 × 65 × 7 und ist so ausgebildet, daß die Außenflächen vollkommen glatt sind.

Am Fuße ruht der Mast mittels eines Kugelzapfens in einer Stahlgußpfanne, die während der Montage zweckmäßig auf ein hölzernes Klotzlager aufgeschraubt wird (Abb. 3a).

Der Kopf des Mastes wird durch vier Seile von 20 bis 23 mm Durchm. gehalten, welche vermittels vier Ösen an dem ringsum beweglichen Abspannring angeschlossen sind. Dieser Abspannring lagert in einem Gehäuse, welches an dem Mast auf und ab bewegt und in gewissen Abständen durch Schrauben festgestellt werden kann (Abb. 3b). Außerdem erhielt dieses Gehäuse den Anschluß für den Flaschenzug des Auslegers.

Der Ausleger oder Schwenker hat eine Länge von 12 m und ist mittels eines Scharniers in einem Drehzapfen gelagert, welcher wiederum auf einem besonderen, an dem Mast auf und ab beweglichen Stuhl ruht (Abb. 4). Die größte Tragfähigkeit beträgt in aufgerichteter Stellung 5 t. Mit zunehmender Ausladung vermindert sich die Tragfähigkeit entsprechend und beträgt in horizontaler Lage — also bei 12,5 m Ausladung — noch 0,8 t. Am Kopf des Auslegers werden zum Einziehen desselben ein 2-t-Flaschenzug und zum Heben der Last ein 5-t-Flaschenzug angeschlossen. Ferner sind an dem Kopf zwei Taue befestigt zum Schwenken und Abbinden des Auslegers, wenn er sich in vertikaler Stellung befindet.

Dem Verwendungszweck entsprechend muß die Aufstellung des Montagemastes naturgemäß möglichst einfach ohne besondere Hilfsmittel und rasch bewerkstelligt werden können. Hierauf ist bei der Konstruktion des Mastes besonderer Wert gelegt worden, so daß die Aufstellung in nachstehend beschriebener Weise vorgenommen werden kann.

Mit dem untersten Mastschuß wird gleichzeitig das Gehäuse mit dem Abspannring (Abb. 3b) und den Abspannseilen und ferner der verschiebbare Stuhl (Abb. 4) mit dem Ausleger aufgestellt, so daß man einen kompletten Montagemast von 10 m Höhe erhält. Sodann wird der Aus-

Abb. 3a. Fuß des Mastes.

Aufsicht.

Ansicht.

Abb. 4. Stuhl für den Ausleger.

Abb. 5. 52,65 m hoher Gittermast für 6000 kg Spitzenzug.

leger aufgerichtet und der Stuhl mit Hilfe des Rückhalteflaschenzuges so weit hochgezogen, daß der Kopf des Auslegers etwa 7 m über den Mast hinausragt. In dieser Stellung muß der Ausleger nun mit den beiden Haltetauen abgebunden werden, so daß mit dem Rückhalteflaschenzug der zweite Mastschuß hochgezogen und auf den ersten aufgesetzt werden kann. Nach Verschraubung der beiden Schüsse wird — ebenfalls mit dem Rückhalteflaschenzug — das Gehäuse mit dem Abspannring unter gleichzeitigem Nachlassen der Abspannseile soweit wie möglich über den zweiten Mastschuß gezogen und festgestellt. Nun wird der Flaschenzug derart umgehängt, daß das eine Ende am Gehäuse und das andere am Stuhl des Auslegers angreift, um so seinerseits den Ausleger nachschieben zu können. Ist dieser in eine genügende Höhenlage gebracht, so wird durch ihn das Gehäuse mit dem Abspannring wie vorher bis zur Spitze des zweiten Schusses hinaufgezogen, wodurch die Höhe des Montagemastes auf 20 m Höhe gebracht ist.

Das Versetzen der übrigen Schüsse erfolgt in genau derselben Weise, und zwar kann der Aufbau des ganzen Mastes nach Einarbeitung der Hilfsarbeiter in einem Tag bewerkstelligt werden. Auf Abb. 5 ist zu erkennen, wie mit dem fertigen Montagemast die Aufstellung der eigentlichen Leitungsmaste erfolgt. Irgendwelche Schwierigkeiten traten hierbei nicht auf.

Das Gewicht des Montagemastes beträgt komplett, aber ohne die Flaschenzüge 10 t. Da er stets nur bis zu der jeweils erforderlichen Höhe aufgestellt zu werden braucht und leicht auf und ab montiert werden kann, eignet er sich auch für eine Reihe von Fällen verwandter Art.

Verschiedenes.

Deutscher Stahl in Amerika. In den letzten Monaten wurden in den Vereinigten Staaten wiederholt Versuche gemacht, den von Europa kommenden Baustahl als nicht den amerikanischen Vorschriften entsprechend hinzustellen, um dadurch seine Verwendung zu verhindern. Daraufhin ist von den an der Einfuhr deutschen Baustahls beteiligten amerikanischen Firmen Material für ausgedehnte Versuche in der Columbia-Universität zur Verfügung gestellt, die — wie „Iron Age“ kürzlich mitteilte — durchaus zufriedenstellend verlaufen sind. Es besteht demnach zunächst keine Gefahr, daß deutscher Stahl wegen seines höheren Phosphorgehalts von den amerikanischen Baubehörden beanstandet wird.

Deutscher Stahlbau in London. An dieser Stelle ist kürzlich[1]) schon festgestellt worden, welche wichtige Rolle der deutsche Stahlbau als Aktivposten in der deutschen Handelsbilanz bedeutet und wie er stetig daran arbeitet, durch den Krieg verlorene Ausfuhrgebiete wiederzugewinnen. Eine Erinnerung an die Erfolge der deutschen stahlverarbeitenden Industrie und an deutsches Können bildet die in der Vorkriegszeit ausgeführte Stahlkonstruktion für das in den nebenstehenden Abbildungen dargestellte Kessel- und Maschinenhaus für die Hauptkraftzentrale der Londoner Untergrundbahn in Chelsea. Sie wurde von der Hein, Lehmann & Co. A.-G. in Düsseldorf - Oberbilk 1902/03 für die englische Westinghouse Electric & Manufacturing Company Ltd. ausgeführt, die Abmessungen betrugen:

Ganze Länge beider Gebäude	rd. 137,25 m
Breite des Kesselhauses . . .	„ 30,00 „
Breite des Maschinenhauses .	„ 22,60 „

Abb. 1. Querschnitt durch Kessel- und Maschinenhaus.

[1]) „Stahlbau“ 1928, Heft 2, S. 24: Die Ausfuhr von Stahlbauten.

Abb 2. Montagebild.

Im Kesselhaus sind in zwei Stockwerken, d. h. in + 5,80 bezw. + 15,85 m über Sohle an jeder Seite je 20, im ganzen mithin 80 Kessel aufgestellt, über den Kesseln wurde in der Mitte ein 19,20 m breiter Bunker aus Stahlgerippe mit Betonauskleidung errichtet. Die Unterkante desselben liegt auf rd. + 22,60 m, die Oberkante auf + 29,50 m; weiterhin liegen die Dachtraufe auf + 30,40 m, die Oberkante der Laterne auf + 42,20 m.

Im Maschinenhaus liegt der Hauptmaschinenflur auf + 5,80 m; außerdem sind drei weitere seitliche Bühnen in + 9,20 bezw. 12 bezw. 16,60 m Höhe angeordnet, ferner auf + 17,35 m eine Kranbahn von 17,50 m Stützweite. Die Höhe der Dachtraufe beim Maschinenhaus beträgt 23,60 m, diejenige von Oberkante Laterne + 30 m.

Geliefert wurden insgesamt 6000 t Stahlkonstruktionen innerhalb neun Monaten: Abb. 1 zeigt einen Querschnitt durch Kessel- und Maschinenhaus, Abb. 2 eine Aufnahme der ganzen Anlage während der Montage.

Es sei noch bemerkt, daß im Anschluß an diese Ausführung die Firma Westinghouse der Hein, Lehmann & Co. A.-G. noch die Lieferung von rd. weiteren 1000 t Stahlkonstruktion für Kessel- und Maschinenhaus des Neasden Kraftwerkes zu London übertragen hat, die schnellstens geliefert wurden.

Ausbau der Leipziger Messe. Bei dem gewaltigen Aufschwung, den die technische Messe seit Kriegsende erreicht hat, ist die Baumesse bisher stark vernachlässigt worden.

Die Aussteller dieses wichtigen Zweiges der Technik, dem infolge der großen Wohnungsnot besondere Bedeutung zukommt, waren bisher in mehreren Hallen und auf dem Freigelände zerstreut. Um diesem empfindlichen Mangel abzustellen, und dem gesamten Bauwesen eine geeignete und würdige Ausstellungsgelegenheit zu bieten, baut die im vorigen Jahr gegründete

Leipziger Baumesse G. m. b. H.

eine Halle von 60 m Breite und 140 m Länge. Ein Vorbau von 60 m Länge und 15 m Breite enthält außer Repräsentations- und Geschäftsräumen einen großen Vortragssaal, in dem auch Kongresse abgehalten werden sollen, ferner Restaurant und Café. Dieses beachtliche Bauwerk, dessen Fundamentierung bereits begonnen wurde, wird schon zur diesjährigen Herbstmesse im Aufbau sein und das Interesse der Messebesucher auf sich ziehen. Zur nächsten Frühjahrsmesse wird die Halle den Ausstellern der Bauindustrie und des Baugewerbes im vollen Umfange zur Verfügung stehen.

Die Halle wird von Breest & Co., Berlin, in Stahlkonstruktion ausgeführt, nachdem aus einem Wettbewerb zwischen je zehn Firmen des Stahlbaues, des Eisenbeton- und des Holzbaues der von ihr gemeinsam mit dem Architekten Walter Gruner, Leipzig, eingereichte Entwurf als der beste und preiswerteste von dem Arbeitsausschuß der Baumesse zur Ausführung ausgewählt wurde. Die weitere künstlerische Bearbeitung der Bauleitung liegt in den Händen des Leipziger Architekten Curt Schiemichen. Sch.

Die Bautätigkeit in der ersten Hälfte des Jahres 1928. Im Gegensatz zu verschiedenen Meldungen, wonach die Bautätigkeit im laufenden Jahre diejenige des früheren nicht erreicht, geht aus einer soeben in der Zeitschrift „Wirtschaft und Statistik" veröffentlichten Übersicht hervor, daß die Zahl der erteilten Bauerlaubnisse wiederum bedeutend gestiegen ist. In den von diesem Bericht erfaßten Städten sind im Mai 1928 insgesamt 2676 Wohngebäude und etwa 11 000 Wohnungen — d. i. 32 bezw. 53 % mehr als im April — zum Bauen genehmigt. Davon entfallen auf 49 Großstädte 8541 gegen 5914 im April und auf 46 Mittelstädte 2409 gegen 1246. Neubauten wurden in Angriff genommen in 41 Großstädten mit insgesamt 6566 Wohnungen gegenüber 6356 im April und 5777 im März, in 45 Mittelstädten 2166 gegenüber 1192 bezw. 1121 Wohnungen. Vollendet wurden in 49 Großstädten 6939 (6236 bezw. 9256) Wohnungen, in 29 Mittelstädten 1297 (1023 bezw. 1169) Wohnungen.

Danach sind im Mai wesentlich mehr Bauten begonnen als fertiggestellt worden, so daß die Zahl der im Bau begriffenen Gebäude und Wohnungen eine weitere Zunahme erfahren hat. Die Zahl der begonnenen Neubauten für Wohnungszwecke ist gegenüber dem April um 16 % gestiegen, insgesamt sind in den Berichtstädten in den ersten fünf Monaten des laufenden Jahres 43 236 Wohnungen fertiggestellt gegenüber 34 329 im gleichen Zeitabschnitt des Vorjahres was eine Zunahme um rd. 1/4 bedeutet.

Nach einer weiteren Meldung bleibt die Bautätigkeit im Juli durchaus uneinheitlich, wenn auch im ganzen nicht unbefriedigend. Lebhafter geworden ist im Westen die Wohnungsbautätigkeit für die Industrie. Sie dürfte — besonders auch durch die Bauvorhaben der Ruhr-Wohnungsbau-Gesellschaft (2000 bis 3000 Ein- und Mehrfamilienwohnhäuser) — in der nächsten Zeit noch eine Erweiterung erfahren.

In Verbindung hiermit sei auf eine dem Preußischen Wohlfahrtsministerium zugeleitete Denkschrift des bisherigen kommissarischen Oberbürgermeisters von Gelsenkirchen-Buer v. Wedelstaedt, „Wohnungsnot und ihre Bekämpfung" verwiesen, in der er die Unzulänglichkeit der bisherigen Maßnahmen für die Gestaltung des Wohnungswesens hervorhebt und sich auch mit der Verteilung der Hauszinssteuer eingehend beschäftigt, deren Änderung er unter allen Umständen verlangt.

Stählerne Gittermaste und -Türme. Aus der Reihe namhafter Ausführungen, auf welche die 1871 gegründete Firma Gebrüder Andersen, Kiel-Hassee seit 1908, d. h. seit Aufnahme der Herstellung von

Abb. 1. Kanalkreuzungsmaste am Kaiser-Wilhelm-Kanal.

Abb. 2. Funkturm in Kiel.

Abb. 3.
Funktürme in Hamburg. Ansicht.

Abb. 5. Funktürme in Hamburg.
Zusammenbau.

Abb. 4. Funktürme in Hamburg.
Auflagerung eines Mastfußes.

Hoch- und Brückenbauten in Stahl, zurückblicken kann, seien im folgenden einige Gittermast- und Turmkonstruktionen wiedergegeben:

Die auf Abb. 1 dargestellten Kanalkreuzungsmaste über den Kaiser-Wilhelm-Kanal wurden neben vielen anderen Leitungsmasten für die Großkraftwerke in Rendsburg geliefert. Die Höhe der zwei stählernen Abspannmaste beträgt etwa 32 m, die der beiden mittleren Tragmaste — von denen auf der Abbildung nur einer sichtbar ist — rd. 70 m. Die Entfernung dieser letzteren voneinander beträgt 195 m, der Abstand bis zu den äußeren Masten je 91,5 m. Die Maste dienen zur Überführung zweier Starkstromleitungen von 60 000 und 15 000 Volt; die geringste Höhe über dem Wasserspiegel — vom durchhängenden Kabel aus gerechnet — beträgt 50 m, das Gewicht der großen Maste je 14,3 t und das der kleinen Maste je 9 t.

Abb. 2 zeigt die für die Deutsche Reichspost gebauten Funktürme in Kiel von je 75 m Höhe und 23 t Gewicht, Abb. 3 die beiden 100 m hohen, je 26 t Gewicht aufweisenden Funktürme in Hamburg.

Die Auflagerung dieser Türme ist in anschaulicher Weise in Abb. 4 dargestellt. Jeder der vier Mastfüße wird durch besondere Porzellankörper isoliert. Entsprechend den auftretenden Kräften im Fundament werden senkrechte und wagerechte Porzellankörper angebracht. Die Isolierhöhe gegen die Stahlteile beträgt etwa 240 mm und wird durch zwei aneinandergestellte Porzellankörper erreicht, die eine zehnfache Sicherheit gewähren. Eine am Fuß zwischen Mast- und Fußplatte eingeschaltete Kugelfläche verteilt die auftretenden Drücke gleichmäßig auf alle Porzellankörper. Diese Druckkörper sind planparallel geschliffen und liegen zwischen ebenfalls planparallel geschliffenen Stahlplatten. Durch sorgsame Bearbeitung dieser aus Porzellan und Stahl gebildeten Druckkörper sowie durch genaues Ausrichten der Fundamentgrundplatten wird das leichte Ecken der Porzellankörper und damit ein Springen derselben vermieden.

Die Montage der Maste erfolgt nach Abb. 5 in der Weise, daß zunächst der untere Teil aufgestellt wurde, von diesem aus alsdann die weiteren, unten zusammengebauten Schüsse mittels zweier auf dem jeweils obersten Podest aufgestellter Schwenkmaste angehoben und aufgesetzt wurden. W. Schneider.

Geschäftshausbauten in Stahl sind wegen der kurzen erforderlichen Bauzeit und wegen ihrer Anpassungsfähigkeit bei später erforderlich werdenden Umbauten selbst dort, wo sie vielleicht zunächst einen etwas höheren Gestehungspreis bedingen als andere Bauweisen, diesen nach der Auffassung führender deutscher Zivilingenieure wirtschaftlich unbedingt überlegen. Die im folgenden kurz beschriebenen beiden Beispiele sind Ausführungen der Firma Gebrüder Andersen in Kiel-Hassee, und

Abb. 1.
Beginn der Aufstellungsarbeiten für das Stahltragwerk des Warenhauses Karstadt in Hamburg.

zwar zeigen Abb. 1 u. 2 den Beginn der Aufstellungsarbeiten des Stahltragwerks für das Hamburger Warenhaus der Karstadt A.-G. an der Mönkebergstraße bezw. am Pferdemarkt.

Abb. 2. Warenhaus Karstadt in Hamburg. Aufstellung des Stahltragwerkes.

Abb. 3. Fabrikgebäude in Kiel, Ansicht des Steifrahmen-Tragwerkes.

Abb. 4. Fabrikgebäude in Kiel. Querschnitt.

Die Konstruktion besteht aus einwandigen Steifrahmen von 3 m Abstand und 13,1 m Stützweite.

Zwischen den Riegeln liegen die Trägerlagen zur Aufnahme der Eisenbetondecke: Vorhanden sind außer Keller, Erd- und Zwischengeschoß noch fünf weitere Obergeschosse und das Dachgeschoß, die Geschoßhöhe beträgt rd. 3,65 m für die oberen Geschosse, die gesamte Höhe des Gebäudes einschließlich des Dachgeschosses 31 m. Das gesamte Tragwerk ruht auf schweren Gitterträgern, die wiederum auf Betonfundamenten aufgelagert sind. Die Höhe dieser Träger beträgt bei einer Stützweite von 13,1 m = 900 mm, die Gurte bestehen aus zwei Gurtwinkeln 160 · 160 · 17 und vier Lamellen 380 · 15.

Die Montage erfolgte auf die Weise, daß zunächst die Stützen für je zwei Geschosse mit den Abschlüssen für die Riegel der betreffenden Geschosse gestellt wurden, alsdann wurden die mittleren Stücke der Riegel von etwa 10 m dazwischengebaut.

Das Gesamtgewicht der für den bekannten Warenhauskonzern in Kiel, Hamburg und Stettin von der Firma Andersen gelieferten Stahlkonstruktionen beträgt rd. 5200 t.

Abb. 3 u. 4 zeigen die Steifrahmen für ein Fabrikgebäude in Kiel. Das Tragwerk des Hauptgebäudes besteht aus vier rechteckigen aufeinandergesetzten Zweigelenkrahmen von rd. 13,54 m Stützweite. Die Dachkonstruktion wird aus einem abgeschrägten Zweigelenkbogen und einem dreieckförmigen Dreigelenkbogen gebildet, wie in Abb. 3 veranschaulicht ist. Die Gesamtlieferung betrug gegen 950 t.

Die Entfernung der Portalrahmen in der Längsrichtung beträgt 7,8 m, die Kellerdecke ruht auf den Umfassungsmauern und einem mittleren, durch Säulen gestützten Unterzug, die Kellersäulen haben ebenfalls einen Abstand von 7,8 m. Der Horizontalschub der Zweigelenkrahmen wird jeweils durch den oberen Riegel der darunterliegenden Rahmen aufgenommen. Die Rahmen haben zwei Fußgelenke und sind daher einfach statisch unbestimmt; als statisch unbestimmbare Größe ist der Horizontalschub H vorhanden. Die Füße der Rahmen ruhen auf einer Zentrierplatte von 150 · 45 cm, welche wiederum seitlich durch Knaggen 160 · 30 cm, welche auf den Auflagerplatten der unteren Rahmen aufgenietet sind, begrenzt sind. Stiele sowohl wie Riegel sind doppelwandig ausgebildet; während sich die Stiele nach unten verjüngen, geht der Riegel in gleicher Höhe durch. Die Stehblechhöhe beträgt 760 mm. Zwischen den oberen Riegeln der Rahmen liegen die Trägerlagen zur Aufnahme der Hohlsteindecken. Die Träger der Kellerdecke laufen quer zum Gebäude in einem Abstand von 2,6 m, die Träger der oberen Decke hingegen in der Längsachse des Gebäudes und in 2 m Entfernung.

Die Decke selbst ist als eisenbewehrte Hohlsteindecke von 18,5 cm Stärke ausgeführt, das Dach ist — soweit es nicht als Oberlicht ausgebildet ist — als Pfannendach auf Pappe und Bimsbetonplatten eingedeckt. Als Nutzlasten waren nachstehende Werte gegeben:

im Erdgeschoß	1500 kg/m²
„ 1. Obergeschoß	1200 „
„ 2. „	1000 „
„ Dachgeschoß	1000 „
„ Dachboden	300 „

Außerdem waren an weiteren Lasten vorhanden im Erd- und 1. Obergeschoß eine Laufkatze von 4 t Tragfähigkeit und im 2. und 3. Obergeschoß eine solche von 3 t.

W. Schneider.

Deckenkonstruktionen für den Stahlskelettbau. In der vom Stahlwerksverband zum 10. Juli d. J. in Düsseldorf einberufenen Besprechung über Decken- und Dachkonstruktionen für den Stahlskelettbau wurden als wertvollste und geeignetste Deckenkonstruktionen die von Remy, Sperle und die neuen Hourdisdecken erkannt, während als Dachdeckungsmaterial Eternit, Fulgurit, Siegener Pfannenbleche und Dachpappe erörtert wurden.

In der Sitzung fehlten offenbar eine ganze Reihe von Repräsentanten von Decken- und Dachkonstruktionen, deshalb ist eine zweite Sitzung in Aussicht genommen worden und es werden hiermit alle diejenigen, welche für den Skelettbau geeignete Decken- und Dachkonstruktionen, Dacheindeckungen usw. herstellen (auch wenn diese Konstruktionen bisher noch wenig bekannt sind), aufgefordert, geeignete Mitteilungen an die Propaganda-Abteilung des Stahlwerksverbandes (Düsseldorf, Stahlhof, Postschließfach 159) zu richten. Das Resultat der Besprechung im Stahlwerksverband soll nach Sichtung dann der Reichsforschung zur Verfügung gestellt werden.

Sch.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des ersten Jahrganges „Der Stahlbau" 7,50 R.-M. und Postgeld

1. Jahrgang | BERLIN, 24. August 1928 | Heft 11

Die Stahlbauten für das Kraftwerk Schulau der Elektrizitätswerk Unterelbe A.-G., Altona.

Von **Wilhelm Büttner**, Lauchhammer.

Die Elektrizitätswerk Unterelbe Aktiengesellschaft in Altona errichtet z. Zt. ein Großkraftwerk an der Unterelbe bei Schulau, mit dessen Projektierung, Ausführung und Bauleitung die A. E. G. beauftragt ist. Der erste Ausbau umfaßt ein Maschinenhaus für drei Turbinen von insgesamt 57 500 kW, ein Kesselhaus für vier Kessel von je 900 m² Heizfläche, das Schalthaus und die erforderlichen Nebenanlagen, wie Vorwärmeranlage, Entlade- und Beförderungseinrichtung für Kohle usw. Abb. 1 zeigt den Lageplan der Gesamtanlage.

Der endgültige Ausbau ist berechnet für 160 000 kW, hierfür wird das Maschinenhaus um etwa 80 m verlängert, das Kesselhaus wird für zehn Kessel ausgebaut, und es kommt noch ein zweites Kesselhaus für die gleiche Anzahl Kessel hinzu. Das Schalthaus muß dann auch auf seine doppelte Länge vergrößert werden.

Im Nachstehenden sei die Stahlkonstruktion für das Maschinenhaus und das Kesselhaus näher beschrieben.

Das Maschinenhaus (Abb. 2) hat eine lichte Weite von 24 m und zunächst eine Länge von 41,63 m. Die Halle wird überspannt durch schlanke Vollwandportale von etwa 24 m Höhe, deren Ausbildung der der Binder im Turbinenhaus des Großkraftwerkes Klingenberg ähnlich ist. Die Achsentfernung der Rahmen beträgt 7,9 m. 11,15 m über der Maschinenhausdecke in Höhe 7,75 m läuft ein 40-t-Kran; das Krangerüst ist als Vierendeelträger ausgebildet. Die aus Blechträgern bestehende Kranbahn ruht auf kräftigen Konsolen, die aus den Rahmenstützen herauskragen. Das Stahltragwerk wird nach außen verkleidet durch schlanke Pfeiler, wodurch das ganze Bauwerk ein wuchtiges Aussehen erhält.

Die zwischen den Pfeilern liegenden Fenster gehen vom Flur bis zum Dachgesims, nur einmal unterbrochen durch ein schmales Mauerwerkband in Höhe der Zwischendecke. Hierdurch ist eine sehr gute Beleuchtung des ganzen Maschinenhauses gewährleistet. — Während die ersten drei Turbinen senkrecht zur Gebäudelängsachse angeordnet sind, sollen die für den späteren Ausbau vorgesehenen in der Längsrichtung aufgestellt werden.

Abb. 1. Lageplan.

Senkrecht zum Maschinenhaus steht das Kesselhaus (Abb. 3 u. 4), zwischen beiden liegt die Vorwärmeranlage. Von dem ersten Kesselhaus wird zunächst nur der in der Mitte angeordnete Bunker und die eine Seite gebaut. Die Länge des Kesselhauses beträgt 52,7 m, die Breite 14,1 m und die Bunkerbreite 6,0 m. Wie im Maschinenhaus, so ist auch im Kesselhaus jede Gitterkonstruktion vermieden. Das Dach ruht auf

Abb. 4. Längenschnitt durch das Kesselhaus und Vorwärmeanlage.

Abb. 5. Aufstellen der Binder des Maschinenhauses.

Abb. 6. Stand der Arbeiten am 10. November 1927.

Abb. 7. Stand der Arbeiten am 1. Dezember 1927.

fünf Doppel-Zweigelenkrahmen von 14,1 m Stützweite und etwa 16,0 m Höhe, die gleichzeitig zur Unterstützung der Bunker und zur Aufnahme der seitlichen Windkräfte dienen. Diese Rahmen stehen auf Halbrahmen von 6,25 m Höhe, die die Heizerstanddecke aufnehmen und die vertikalen und horizontalen Kräfte in die Fundamente übertragen. Die oberen Rahmen dienen gleichzeitig zur Aufnahme der Blechschornsteine

Abb. 2. Querschnitt durch das Maschinenhaus.

Abb. 3. Querschnitt durch das Kesselhaus.

von 28 m Höhe für künstlichen Zug; eine Abseilung der Schornsteine erfolgt nicht, so daß sie in die Dachkonstruktion fest eingespannt werden müssen. Die Entlüftung des Kesselhauses erfolgt durch vier über den Kesseln angeordnete Aufbauten, deren Wände mit festen Jalousien versehen sind. Belichtet wird das Kesselhaus außer durch die Fenster durch vier Oberlichte.

Die zwischen dem Kesselhaus und dem Maschinenhaus liegende Vorwärmeranlage (Abb. 1 u. 4) besteht aus vier übereinanderstehenden Zweigelenkrahmen. Diese haben außer den Deckenlasten noch den auf den Kesselhausgiebel und den auf die Blechschornsteine wirkenden Winddruck aufzunehmen.

Der Zusammenbau der Maschinenhaus-Rahmenbinder (Abb. 5) erfolgte mittels eines fahrbaren Montagegerüstes, auf dem zwei Schwenkmaste angebracht waren, in der Weise, daß zuerst die beiden Stützen aufgestellt wurden. Da es sich hier um Zweigelenkbogen handelt, mußten sie gehalten werden, zu welchem Zweck an dem Gerüst Ausleger von entsprechenden Abmessungen angebracht waren. Hierauf wurde der inzwischen unten ausgelegte und zusammengenietete Binder hochgezogen, auf die Stützen aufgesetzt und mit diesen zunächst verschraubt; dann wurden mittels der Schwenkmaste alle zwischen zwei

Bindern sich befindliche Konstruktionsglieder, wie Pfetten, Dachverbände, Kranträger, Wandriegel und Deckenunterzüge eingebaut. Durch Verwendung des Montagegerüstes, das sich schon bei dem Aufbau des Turbinenhauses für das Kraftwerk Klingenberg außerordentlich bewährt hatte, konnte das gesamte Tragwerk des Maschinenhauses bis auf die Deckenträger, die aus besonderen Gründen erst später montiert werden konnten, im Gewicht von etwa 400 t in der kurzen Zeit von 20 Arbeitstagen aufgebaut werden.

Für die Aufstellung der Kesselhauskonstruktion wurde ebenfalls ein Gerüst mit Schwenkmasten verwendet, das die Aufstellung in kürzester Zeit gestattete. Abb. 6 zeigt den Montagezustand vom 10. November 1927, Abb. 7 den Stand der Arbeiten am 1. Dezember 1927, Abb. 8 denjenigen am 1. Juni 1928.

Abb. 8. Stand der Arbeiten am 1. Juni 1928.

Das ganze Bauwerk wird nach seiner Fertigstellung in jeder Beziehung neuzeitlichen Anforderungen entsprechen. Durch die äußerst glückliche Verbindung von Stein und Stahl macht es von Außen in seiner Gesamtheit einen geschlossenen und wuchtigen Eindruck, im Innern jedoch geben die schlanken Vollwandrahmen den Hallen das freie, leichte und elegante Aussehen, das sich nur durch die Verwendung von Baustahl erzielen läßt. Die Ausführung in Stahl bot außerdem noch wesentliche andere Vorteile: Während der Herstellung der infolge schlechter Bodenverhältnisse schwierigen Fundamente wurden die stählernen Rahmenbinder in den Werkstätten angefertigt und konnten sofort nach Abbinden der Fundamente aufgestellt werden, so daß die Bauzeit auf ein Minimunm beschränkt werden konnte. Bei etwaigen ungleichmäßigen Bodensenkungen bietet das Stahltragwerk unbedingte Gewähr für die Standsicherheit der Gebäude; die hierdurch auftretenden Spannungen werden ohne weiteres aufgenommen und ein Heben des Gebäudes ist ohne große Schwierigkeiten möglich.

Die Gesamtausführung des Kraftwerkes und die Bauleitung liegt in den Händen der Allgemeinen Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin, die Entwurfsbearbeitung sowie die Ausführung und Montage des Turbinenhauses erfolgte durch das Lauchhammerwerk der Mitteldeutsche Stahlwerke A.-G., die des Kesselhauses, der Vorwärmeranlage, des Schalthauses und der Nebenbauten durch die Altonaer Firmen „Norddeutsche Eisenbauanstalt" und E. Seidler & Spielberg sowie F. H. Schmidt, Hamburg.

Aus dem Unterricht in Baustofflehre und Materialprüfung.[1]

Von **Otto Graf.**

Beispiele aus Versuchen im Unterricht an der Technischen Hochschule Stuttgart, insbesondere mit Stahl und Stahlverbindungen, in den Wintersemestern 1926/27 und 1927/28.[2])

In der gesamten Technik wird zurzeit mit besonderem Nachdruck möglichst weitgehende Ausnutzung der Werkstoffe angestrebt. Dazu gehört die Kenntnis der Eigenschaften der Werkstoffe. Die Übertragung der Erkenntnisse im Unterricht wird zweckmäßig durch grundlegende Versuche begleitet. Die Versuche können aus Aufgaben hervorgehen, die den Studierenden gestellt werden, zunächst mit einfachen Abnahmeversuchen, dann auch derart, daß Fragen, die im Vordergrund des Interesses stehen, angeschnitten werden.

Wie dies in Stuttgart geschieht, soll im folgenden kurz an Beispielen erörtert werden; der Verfasser wurde wiederholt um eine solche Mitteilung gebeten, nachdem bereits früher kurze Angaben gemacht worden sind.[3]) Auch ist ein äußerer Anlaß dadurch gegeben, daß Übungen der Bauingenieure in der Materialprüfungsanstalt nunmehr seit 30 Jahren, erstmals im Studienjahr 1897/98, durchgeführt werden.

Die Studierenden arbeiten im Anschluß an das in Vorlesungen Gehörte in kleinen Gruppen wöchentlich drei Stunden derart, daß mit den wichtigsten Baustoffen bestimmte Aufgaben behandelt werden. Einige Aufgaben seien hier angegeben.

1. Zement. Von drei Handelszementen ist der für Gußbeton geeignetste festzustellen. — Für Wasserbauten stehen zu gleichen Preisen drei Zemente zur Verfügung. Welcher ist der geeignetste? — Für die Gründung eines großen Fabrikbaues, der von bestimmten Wässern umflossen wird, ist aus vorliegenden Proben der Zement zu bestimmen, welcher im Falle einer Pfahlgründung bezw. im Falle einer Plattengründung in erster Linie anzuwenden ist. — In einer Fabrik sind beschleunigt die Mörtelbeläge der Fußböden herzustellen. Welcher der geprüften Zemente ist vorzuziehen? — Bei Bearbeitung der Aufgaben wird Gelegenheit ge-

Abb. 1.

1	2	3
Probe	Raumgewicht kg/dm³	Druckfestigkeit kg/cm²
1	0,70	221
2	0,71	221
3	0,67	210
4	0,70	170
5	0,49	175
6	0,42	155
7	0,44	169
8	0,53	161
9	0,61	191

[1]) Vergl. auch R. Baumann, Z. d. V. d. I. 1926, S. 13 u. f.

[2]) Bei der Durchführung der Versuche, die im folgenden mitgeteilt sind, haben mich die Herren Dipl.-Ing. Dettinger, Dr.-Ing. Buchholz und Dipl.-Ing. Schad unterstützt.

[3]) Z. d. V. D. I. 1926, S. 15.

geben, die Normenprüfung der Zemente durchzuführen, ferner die Grenzen der Übertragung der Ergebnisse der Normenprüfung kennenzulernen. Hieran schließen sich allgemeine Erörterungen über Normen für Baustoffe.[4])

2. Mörtel und Beton. Hier wird zunächst die Auslese von Sanden, Kiesen usf. sowie der Einfluß der Zusammensetzung der Zuschlagstoffe verfolgt. Als wichtigste Aufgabe gilt die folgende: Aus vorhandenen Stoffen ist Beton bestimmter Widerstandsfähigkeit herzustellen.[5]) Die Elastizität des Betons wird an Säulen beobachtet, die später gleichzeitig mit anderen, aus demselben Beton hergestellten Würfeln zerstört werden, um die Säulenfestigkeit festzustellen. Sonderaufgaben schließen sich nach Möglichkeit an, namentlich unter Bezugnahme auf Schadenfälle.

Abb. 2. Abb. 3. Abb. 4. Abb. 5.

3. Mauersteine, Mauerwerk. Die Studierenden bauen zu einer gedachten Bauaufgabe Mauerkörper mit verschiedenen Steinen und verschiedenen Mörteln mit verschiedenen Fugenhöhen, auch mit verschiedenen Mauerabmessungen. Die Eigenschaften der Steine und Mörtel werden gemäß den Normen und nach anderen Richtlinien verfolgt.

Veränderlichkeit der Festigkeiten im Stamm läßt sich u. a. gemäß Abb. 1 feststellen. Der Knickvorgang kann mit Holzstäben verschiedener Länge anschaulich gezeigt werden.[6]) Auch die Verbindung verschiedener Hölzer

Abb. 7.

Abb. 6. Körper nach Abb. 3 nach dem Versuch, Beilage freigelegt.

Abb. 9.

durch Schrauben und Dübel ist lehrreich und zum Verständnis späterer Versuche mit Nietverbindungen förderlich.[7]) U. a. wurde an Körpern nach Abb. 2 bis 4, ohne und mit Beilagen nach Abb. 5, die Verschiebung

Abb. 8.

4. Holz. Die Abnahme und Auswahl von Bauholz wird an Aufgaben geknüpft, die den Einfluß der Faserrichtung, des Feuchtigkeitsgehalts, der Äste, Verwachsungen usf. bei Druck- und Biegeproben erkennen lassen. Der Holzaufbau wird unter Zuhilfenahme des Mikroskops beobachtet. Die

mit steigender Last unter Beobachtung des Einflusses der Zeit gemessen, schließlich die Höchstlast bestimmt. Die letztere fand sich mit lufttrockenem Holz von 350 kg/cm² Druckfestigkeit

a) bei der Verbindung ohne Beilagen, Schraube wenig angezogen, zu . . . . $P_{max} =$ 7 200 kg,

[4]) Näheres u. a. in der Tonindustriezeitung 1927, S. 1564 u. f.; Sammlung Göschen, 1928, Band 984.

[5]) Vergl. Graf, Der Aufbau des Mörtels und des Betons, 2. Auflage, S. 37 u. f.

[6]) Über die Ergebnisse solcher Versuche vergl. „Bautechnik" 1928, S. 438 u. f.

[7]) Vergl. Baumann-Lang, Holz als Baustoff, S. 132 u. f.

Abb. 10. Querschnitt zu Abb. 9.

Abb. 11. Gefüge im mittleren Teil der Abb. 10 bei *a*.

b) wie a, jedoch Schraube sehr stark angezogen, zu . $P_{max} = 10\,800$ kg,
c) bei dem Körper nach Abb. 2, vergl. auch Abb. 5, zu $P_{max} = 13\,300$ kg,
d) bei dem Körper nach Abb. 3 . . . . $P_{max} = 14\,000$ kg.

5. Stahl. Gewöhnliche Abnahmeversuche (Zug- und Biegeprobe mit Handelseisen, Siliziumstahl usf.) führen in die Prüfung der Metalle ein. Sodann wird der Einfluß der Wärmebehandlung (Härten, Wiederausglühen), ferner der Einfluß von Rostnarben, Kerben usf. im Hinblick auf Vorkommnisse im Baubetrieb durch Biegeproben geprüft.[8])

Abb. 12.

Abb. 13.

Abb. 14.

Abb. 15.

Eingehende Behandlung erfahren die Verbindungen durch Schweißen, Schmelzen und Nieten, möglichst an Stücken, welche die Studierenden selbst hergestellt oder doch während der Herstellung gesehen haben.

Im letzten Winter sind folgende Versuche ausgeführt worden:

a) Punktschweißungen. Bleche von 3 mm Dicke und 40 mm Breite waren an 1 bezw. 2 bezw. 3 Stellen durch Punktschweißung verbunden. Belastung nach Abb. 7. Den Zustand von drei Verbindungen nach der Prüfung zeigt Abb. 8. In Abb. 9 ist eine Schweißstelle größer wiedergegeben; sie weist eigenartige Vertiefungen auf. Diese werden im Gefügebild Abb. 10 erklärt. Abb. 10 u. 11 zeigen die Gefügeänderung durch die Erwärmung und die folgende rasche Wärmeableitung. Die Last, die zum Zerreißen der Verbindungen nötig war, betrug $P = 1950$, 3540, 4510 kg und bei einer zweiten Versuchsreihe mit 1, 2, 3 Schweißstellen $P = 1540$, 3040, 4700 kg. Die Streckgrenze des Stabmaterials lag bei $\sigma_s = 3100$ kg/cm².

[8]) Vergl. u. a. Entwurf und Berechnung von Eisenbetonbauten, 1. Band, S. 81.

b) Stumpfschweißungen. Zahlreiche Rundeisen mit Stumpfabschmelzschweißungen wurden der Zug- und Biegeprobe unterworfen. Abb. 12 zeigt geprüfte Stäbe.[9]) Bei der Zugprobe brachen alle Stäbe außerhalb der Schweißstelle; beim Biegeversuch versagte nur ein Stab, in

Abb. 16. Gefüge bei *a*, Abb. 15.

Abb. 17. Gefüge bei *b*, Abb. 15.

Abb. 18. Gefüge bei *c*, Abb. 15.

Abb. 12 links dargestellt; dieser Stab zeigte im Bruchquerschnitt eine nicht verschmolzene Stelle.

c) Verschmelzung mit der Gasflamme. Abb. 13 u. 14 zeigen zwei Verbindungen nach der Zugprobe. An den Bruchrändern ist die gegenüber dem gewalzten Stahl geringe Formänderung des eingeschmolzenen Materials erkennbar.

Der Querschnitt durch die Verbindung nach Abb. 14, in Abb. 15 wiedergegeben, zeigt die Schmelzstellen; Abb. 16 bis 18 geben Aufschlüsse

[9]) Weitere Beispiele vergl. „Beton u. Eisen“ 1928, S. 168.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Bezeichnung	Vernietung	Material		Durchmesser der Niete	Abstand e	Belastung bei Beginn des Gleitens	Höchstlast P_{max}	Zuganstrengung des Bleches	Scherbeanspruchung der Niete	Lochleibungsdruck
		des Bleches	der Niete					unter der Höchstlast [1]		
	(Maße in mm)			mm	mm	kg	kg	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²
A_1		St 48	St 37	16	28	5500	13 000	2700	**3200**	4100
A_2		St 48	St 37	16	15	2000	14 300	2900	**3600**	4600
A_3		St 48	St 48	16	28	3500	23 100	4700	**5700**	7400
B_1		St 37	St 37	16	28	8000	21 400	**4300**	2700	6800
B_2		St 48	St 48	16	28	8000	31 540	**6400**	3900	9700
R_1		St Si	St Si	16	28	3000	29 800	**5900**	3700	9200
R_3		St Si	St Si	16	28	5500	28 000	**6000**	3500	9200
R_4		St Si	St Si	16	28	—	31 000	**6200**	3900	9500
R_8		St Si	St Si	16	28	9000	28 580	**6100**	3600	9400
R_2		St Si	St Si	16	28	7000	27 800	**6000**	3500	9100
R_6		St Si	St Si	16	28	4000	28 700	**5700**	3600	9000
C_1		St 37	St 37	10	15	3000	16 000	2500	**4100**	4000
C_2		St 37	St 48	10	15	4500	21 100	3300	**5400**	5300
C_3		St 48	St 48	10	15	4000	21 000	3200	**5400**	5100

[1]) Rechnungswert unter den üblichen Annahmen.

über das Gefüge; Erörterungen über den Einfluß des Gefüges auf die Widerstandsfähigkeit des Stahls wurden angeschlossen.

d) Nietverbindungen wurden im Beisein der Studierenden, wenn möglich durch diese selbst ausgeführt. Dabei war Gelegenheit gegeben, im Anschluß an das in dem zugehörigen Vortrag Gehörte die Vorgänge beim Nieten und den Zustand nach dem Nieten zu erörtern; auch der Einfluß der Behandlung der Niete, des Schließdrucks usf. wird verfolgt.

Abb. 19 zeigt die Körper einer Versuchsreihe, welche kennzeichnende Bruchbilder liefern sollte (Abscheren der Niete, Bruch des Bleches, Formänderung des Blechrandes; Verhalten von einfachen Anschlüssen und von Laschenverbindungen). Die Bleche waren aus St 37. Querschnitt der Bleche nach Abzug der Nietlöcher 5,5 cm². Nietdurchmesser 15 mm. Nietmaterial: für Stab 1 St 37, für die Stäbe 2 bis 4 St 48. Die Höchstlast fand sich

für Stab 1 2 3 4
zu 13 650 20 600 20 650 20 400 kg.

Über eine andere Versuchsreihe gibt die folgende Zusammenstellung Auskunft. Die Versuchskörper R_1 bis R_6 hat Herr Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Schaechterle zur Verfügung gestellt; die übrigen sind in der Materialprüfungsanstalt entstanden. Die Tabelle zeigt, daß es sich um Vergleichsversuche mit St 37, St 48 und St Si handelt. Die für die Bruchlast maßgebende Anstrengung ist durch halbfette Ziffern ausgezeichnet.

Die erste Gruppe (A_1 bis A_3) gibt über den Einfluß des Nietmaterials

Abb. 19.

P_{max} : 13 000 14 300 23 100 kg

Abb. 20. Blech und Nieten der Probekörper A_1 bis A_3 nach dem Versuch.

Abb. 21 b. Form der Probekörper R_1, R_2, R_2, R_4, R_6, R_8.

Abb. 21 a.

Abb. 22.

auf die Bruchlast einige Auskunft. Abb. 20 zeigt dazu die Erweiterung der Nietlöcher durch den Lochleibungsdruck an der meist beanspruchten Seite des Bleches; σ_l stieg bei A rechnerisch bis 4100 kg/cm², bei A_3 bis 7400 kg/cm².

Abb. 23.

Abb. 25.

Abb. 27.

Die zweite Gruppe erstreckt sich auf Verbindungen, die aus St 37 oder St 48 oder St Si bestanden. Maßgebend für die Bruchlast war in allen Fällen die Zuganstrengung des Bleches. Bei der Durchführung der Versuche wurde u. a. auf die Formänderungen geachtet, zunächst durch Messung der Verschiebungen der Querschnitte *a a* (Abb. 21) und durch Vergleich der Formänderungen der Nietverbindung

Abb. 24.

gegenüber einem durchlaufenden Blech. So zeigt die gestrichelte gerade Linie in Abb. 22 die Längenänderung des Bleches auf 40 cm Erstreckung. Bei den Nietverbindungen tritt zu dieser Längenänderung noch die Verschiebung infolge Überwindung des Gleitwiderstandes, Verdrückung der Lochränder bei Übertragung des Lochleibungsdrucks und durch Ausbiegen der Bleche hinter dem Nietloch. Die Verdrückung des Bleches tritt in Abb. 23 bei *a* hervor (aus früheren Übungen stammend). Der Vergleich mit der Blechstärke bei *b* zeigt weiterhin, daß die Verquetschung des Bleches bei Übertragung des Nietdrucks im Laufe des Versuchs zu einer Änderung der Verteilung der Reibung des Bleches an den Laschen führt. Die Übertragung von Kräften aus Querbolzen auf das Blech läßt sich bei solchen Körpern an den Enden der Versuchskörper anschaulich verfolgen, zunächst an dem Auftreten von Fließlinien nach Abb. 24, dann durch die Ausweitung der Löcher gemäß Abb. 25 und weiterhin durch Verdrängung des Materials an den Blechenden nach *bb* und Auftreten von Zugspannungen bei *c*. Diese Vorgänge begegnen dem Beobachter auch beim Zerreißen der Nietverbindungen (Abb. 26). Die Bedeutung der Reibung zwischen dem Blech und den Laschen, die zunächst beim Nieten entsteht, dann bei der Zugbelastung des Probekörpers infolge Verbiegen der Niete und Verdrücken der Bleche durch den Lochleibungsdruck vorhanden ist, wurde durch Vergleich von Verbindungen mit gut und schlecht sitzenden Nieten dargestellt (vergl. B_2 in Abb. 21), überdies durch vergleichende Untersuchungen von Körpern festgestellt, deren Bolzen ohne Nietköpfe blieben, also nur durchgesteckt sind. Abb. 22 zeigt die dabei aufgenommenen Verschiebungslinien. Die Differenz der Belastung, welche durch die verschiedene Höhenlage der Kurven zum Ausdruck kommt, ist hauptsächlich die Folge der Reibung, welche die Nietung verursacht. Kugeldruckproben an den Blechen und Nieten,

Abb. 26. Nietverbindung unmittelbar vor dem Bruch des Blechs.

Abb. 28. Ätzung nach Fry. Aus einer zerstörten Nietverbindung nach Abb. 21. Niet abgeschert.

sowie Gefügeuntersuchungen, z. B. nach Abb. 27 an der Bruchstelle eines Bleches aus St Si, ferner Feststellung von Kraftlinien nach Fry in Schnitten geprüfter Verbindungen, z. B. nach Abb. 28, geben weitere Anregung für die Erledigung praktischer Aufgaben.

6. Eisenbeton. Zur Veranschaulichung des Verhaltens von Eisenbeton werden die Betonbalken ohne und mit Bewehrung geprüft, wobei die Bewehrung bei gleicher Querschnittsgröße so angeordnet wird, daß für den Bruch nacheinander die Verankerung, die mangelnde Bewehrung gegen Querkräfte und die Widerstandsfähigkeit der Zugeisen maßgebend werden.

Bei allen Untersuchungen wird auf die Verwendung einfacher Meßinstrumente und Meßmethoden Wert gelegt, damit diese späterhin von den Ingenieuren unmittelbar angewendet werden können.

Anderen großen Aufgaben, wie Prüfung der Abnutzung, Beobachtung der Korrosion, Feststellung der Dauerfestigkeit der Werkstoffe usf. wird durch Besichtigung von laufenden Prüfmaschinen und Erörterung vorliegender Schaustücke usf. Rechnung getragen, solange die Teilnahme der Studierenden an solchen Versuchen noch unterbleiben muß. Auch sonst wird Gelegenheit gegeben, neuere und wichtige Arbeiten während ihres Fortgangs kennenzulernen. Eine Sondervorlesung über neuere Ergebnisse der Forschung soll die dabei gewonnenen Anregungen vertiefen.

Zur Berechnung von Flechtwerkträgern.

Von Dr.-Ing. **H. Buchenau**, Rendsburg.

Pyramidenstumpf-Flechtwerktürme gehören zu den häufiger angewandten Raumfachwerken. Wegen der Umständlichkeit des allgemeinen Berechnungsganges dürfte es deshalb von Nutzen sein, für einen oft vorliegenden Sonderfall (offene regelmäßige Türme unter Windbelastung) eine bequeme und übersichtliche Berechnung zusammenzustellen.

Der Flechtwerkträger, der übrigens auch als Grenzfall des Pyramidenstumpfes die Gestalt eines Prismas annehmen mag, habe einen regelmäßigen Grundriß (n-Eck $n \geqq 4$), regelmäßige Stützung (Punktlagerung)[1]) und regelmäßige Ausfachung (gekreuzte schlaffe oder gespreizte steife Diagonalen). Das System sei statisch bestimmt (Abb. 1).

Weiter werde angenommen, daß der Wind aus beliebiger Richtung in allen Knotenpunkten je eines Ringes gleichgroße und gleichgerichtete wagerechte Lasten erzeuge.

Wegen der Willkür der Windrichtung ist kein Stützpunkt und kein Stab eines jeden Geschosses hinsichtlich der Beanspruchung vor den gleichliegenden Bauteilen ausgezeichnet und für die Bemessung kommen lediglich die Größtwerte (Zug = positiv = max., Druck = negativ = min.) einer jeden Art von Stützkraft (vertikal V, radial R und tangential T) und Stabkraft (Pfosten P, Riegel S und Diagonalen D) in Betracht.

Abb. 1.

Abb. 2.

Das räumliche System werde in eine Gruppe ebener Systeme aufgelöst.[2]) Die Stütz- und Stabkräfte K des räumlichen Systems ergeben sich durch Addition der in dieselbe Wirkungslinie fallenden Kräfte $\bar{K}$ der einzelnen Seitenfachwerke.

Jede der gleichgroßen und gleichgerichteten Knotenlasten W_i eines Ringes wird in zwei Seitenkräfte zerlegt, parallel zu den im betreffenden Knoten zusammenstoßenden Riegeln. Mit den Bezeichnungen der Abb. 2 berechnen sich

$$\alpha = \frac{2\pi}{n}; \quad \beta = \frac{\pi}{2} - \left(\frac{\pi}{n} - \varphi_m\right) \quad \gamma = \frac{\pi}{2} - \left(\frac{\pi}{n} + \varphi_m\right)$$

$$(1) \qquad W'_{i\,m-1} = W_i \cdot \frac{\sin\gamma}{\sin\alpha} = \frac{W_i}{\sin\frac{2\pi}{n}} \cdot \cos\left(\frac{\pi}{n} + \varphi_m\right)$$

$$(2) \qquad W_{i\,m} = W_i \cdot \frac{\sin\beta}{\sin\alpha} = \frac{W_i}{\sin\frac{2\pi}{n}} \cdot \cos\left(\frac{\pi}{n} - \varphi_m\right).$$

Werden die Lasten $W_{i\,m}$ und $W'_{i\,m}$ im Punkt $i\,m$ vereinigt, so berechnet sich

$$\varDelta W_{i\,m} = W_{i\,m} - W'_{i\,m} = \frac{W_i}{\sin\frac{2\pi}{n}}\left[\cos\left(\frac{\pi}{n} - \varphi_m\right) - \cos\left(\frac{\pi}{n} + \varphi_{m+1}\right)\right]$$

und schließlich mit $\varphi_{m+1} = \varphi_m + \frac{2\pi}{n}$

$$(3) \qquad \varDelta W_{i\,m} = 2\,W_i \sin\left(\varphi_m + \frac{\pi}{n}\right).$$

Ist die Windrichtung parallel der Koordinatenachse Y, von der aus φ_m entgegen dem Uhrzeiger gezählt werde, so bedeutet $\varphi_m + \frac{\pi}{n}$ den Winkel der Normalen zum m^{ten} Riegel mit der Windrichtung. Die $\varDelta W_m$ wirken auf die Seitenfachwerke im Sinne des positiven Fortschreitens der φ_m unter Berücksichtigung des Vorzeichens der sin-Funktion, d. h. die Richtung der positiven $\varDelta W_m$ ist gleich, die der negativen $\varDelta W_m$ entgegengesetzt der Wachstumsrichtung der φ_m (Abb. 3). Die Seitenfachwerke bilden so nach der Richtung der auf sie wirkenden Lasten in bezug auf die Wachstumsrichtung der φ_m zwei Gruppen, welche in zwei Pfosten aneinandergrenzen, in denen sich zwei gleichartige Stabkräfte addieren, während in allen anderen Pfosten einander entgegengesetzte Stabkräfte sich überlagern. Die Grenzpfosten liegen innerhalb eines Bereichs von $\pm\frac{\pi}{n}$ beiderseits der Y-Achse (Windrichtung). Der Bereich $0 \leqq \varphi_m \leqq \pi - \frac{\pi}{n}$ umfaßt alle möglichen Lagen des m^{ten} Seitenfachwerkes zur Windrichtung, der Bereich $0 \leqq \varphi_m \leqq \pi$ alle Lagen der Pfosten und Stützpunkte, weshalb es genügt, die Untersuchung jeweils für diese Bereiche durchzuführen.

Abb. 3.

Abb. 4.

Ist nach Abb. 4

φ = Neigungswinkel des Pfostens gegen die Vertikale
φ' = „ der Seitenfläche gegen die Vertikale
φ'' = „ des Pfostenaufrisses gegen die Vertikale
ψ = „ des Pfostens gegen die Normale in der Seitenfläche,

so berechnen sich

$$(4) \qquad \operatorname{tg}\varphi = \frac{r_i - r_{i-1}}{h_i}$$

$$(5) \qquad \operatorname{tg}\varphi' = \operatorname{tg}\varphi \cdot \cos\frac{\pi}{n}$$

$$(6) \qquad \operatorname{tg}\varphi'' = \operatorname{tg}\varphi \cdot \sin\frac{\pi}{n}$$

$$(7) \qquad \operatorname{tg}\psi = \operatorname{tg}\varphi \cdot \sin\frac{\pi}{n} \cdot \cos\varphi'$$

und es gilt

$$(8) \qquad \cos\varphi = \cos\varphi' \cos\psi.$$

Mit diesen Beziehungen zwischen Belastung und Gestalt des räumlichen Systems und denen des m^{ten} Seitenfachwerkes lassen sich auch die Momente $M_{m\,i}$ und die Querkräfte $Q_{m\,i}$ des letzteren in den entsprechenden statischen Größen M_i und Q_i des Raumfachwerkes ausdrücken:

$$(9) \quad M_{m\,i} = \frac{1}{\cos\varphi'} \cdot \frac{1}{n} \cdot \frac{\varDelta W_{i\,m}}{W_i} \cdot M_i = \frac{1}{\cos\varphi'} \cdot \frac{1}{n} \cdot M_i\, 2\sin\left(\varphi_m + \frac{\pi}{n}\right)$$

$$(10) \quad Q_{m\,i} = \frac{1}{n} \cdot \frac{\varDelta W_{i\,m}}{W_i} \cdot Q_i = \frac{1}{n} \cdot Q_i\, 2\sin\left(\varphi_m + \frac{\pi}{n}\right).$$

A. Gekreuzte schlaffe Diagonalen.

1. Stützkräfte.

Die lotrechten Seitenkräfte der Stützkräfte des m^{ten} Seitenfachwerkes (Abb. 5) berechnen sich zu

$$\bar{V}_{m\,k} = \pm\cos\varphi' \cdot \frac{M_{m\,k}}{a_k} = \pm\frac{M_k}{n\,r_k \cdot \sin\frac{\pi}{n}} \cdot \sin\left(\varphi_m + \frac{\pi}{n}\right).$$

Im Stützpunkt $m\,k$ des räumlichen Systems greift gleichzeitig mit der Zugkraft $\bar{V}_{m\,k}$ die Druckkraft $\bar{V}_{m-1\,k}$ an. Damit wird

$$V_{m\,k} = \bar{V}_{m\,k} + \bar{V}_{m-1\,k} = \frac{M_k}{n\,r_k \cdot \sin\frac{\pi}{n}}\left[\sin\left(\varphi_m + \frac{\pi}{n}\right) - \sin\left(\varphi_m - \frac{\pi}{n}\right)\right] = \frac{2\,M_k}{n\,r_k} \cdot \cos\varphi_m,$$

in welcher Formel der Richtungssinn der Kraft durch das Vorzeichen von $\cos\varphi_m$ bestimmt ist. Dieser Ausdruck nimmt seine Größtwerte

$$(11) \qquad V_k^{\substack{\max\\ \min}} = \pm\frac{2\,M_k}{n\,r_k}$$

[1]) Nach Ermittlung der Stützkräfte für Punktlagerung berechnen sich gegebenenfalls für die sogenannte Müller-Breslau'sche Lagerung (Fußring, Stützpunkte senkrecht zu den Ringseiten verschieblich) Stütz- und Ringstabkräfte nach Müller-Breslau, Neuere Methoden, 4. Aufl., S. 327.

[2]) Müller-Breslau, Neuere Methoden, 4. Aufl., § 28.

an für $\varphi_m = 0$ bezw. $\varphi_m = \pi$, d. h. in denjenigen Stützpunkten, die auf der Y-Achse liegen, oder für eine Windrichtung parallel zu einer Symmetrieachse durch eine Ecke des n-Ecks.

Die Stützkraft in einem beliebigen Punkt $m\,k$ berechnet sich hiermit zu [3])

$$V_{m\,k} = V_k^{\max} \cos \varphi_m \,. \tag{12}$$

Im Bereich $\frac{\pi}{n} \leqq \varphi_m \leqq \pi - \frac{\pi}{n}$ greifen am Stützpunkt $m\,k$ folgende wagerechten Stützkräfte an (Abb. 6)

Abb. 5. Abb. 6.

$$H_{m\,k} = \mathrm{tg}\,\varphi'\ \bar{V}_{m\,k} \quad \text{und} \quad H_{m-1\,k} = \mathrm{tg}\,\varphi'\ \bar{V}_{m-1\,k}$$
$$G_{m\,k} = \mathrm{tg}\,\varphi''\ \bar{V}_{m\,k} \quad \text{und} \quad G_{m-1\,k} = \mathrm{tg}\,\varphi''\ \bar{V}_{m-1\,k}$$
$$Q_{m\,k-1} = \sum_0^{k-1} \varDelta W_{i\,m} = 2 \sin\left(\varphi_m + \frac{\pi}{n}\right) \sum_0^{k-1} W_i \,.$$

Mit

$$\bar{V}_{m\,k} = \frac{1}{2 \sin \frac{\pi}{n}} \cdot V_k^{\max} \sin\left(\varphi_m + \frac{\pi}{n}\right)$$
$$\bar{V}_{m-1\,k} = \frac{1}{2 \sin \frac{\pi}{n}} \cdot V_k^{\max} \sin\left(\varphi_m - \frac{\pi}{n}\right)$$
$$\mathrm{tg}\,\varphi' = \cos \frac{\pi}{n} \cdot \mathrm{tg}\,\varphi \quad \text{und} \quad \mathrm{tg}\,\varphi'' = \sin \frac{\pi}{n} \cdot \mathrm{tg}\,\varphi$$

werden diese zusammengefaßt nach den Richtungen R und T zu

$$R = 2 \sin\left(\varphi_m + \frac{\pi}{n}\right) \sum_0^{k-1} W_i \cdot \sin \frac{\pi}{n} + \mathrm{tg}\,\varphi\, V_k^{\max} \cdot \cos \frac{\pi}{n} \cdot \cos\left(\varphi_m + \frac{\pi}{n}\right) \tag{13}$$

$$T = 2 \sin\left(\varphi_m + \frac{\pi}{n}\right) \sum_0^{k-1} W_i \cdot \cos \frac{\pi}{n} - \mathrm{tg}\,\varphi\, V_k^{\max} \cdot \cos \frac{\pi}{n} \cdot \sin\left(\varphi_m + \frac{\pi}{n}\right). \tag{14}$$

Diese Stützkräfte lassen sich aus Abb. 6 ablesen als Seitenkräfte der Gegenkraft der Windbelastung des m^{ten} Seitenfachwerks $Q_{m\,k-1}$ und der Mittelkraft der übrigen wagerechten Stützkräfte des m^{ten} Stützpunktes $\mathrm{tg}\,\varphi\, V_k^{\max} \cdot \cos \frac{\pi}{n}$. In dem in Rede stehenden Bereich berechnen sich die Größtwerte zu

$$R^{\max} = \sqrt{\left(2 \cdot \sin \frac{\pi}{n} \sum_0^{k-1} W_i\right)^2 + \left(\mathrm{tg}\,\varphi\, V_k^{\max} \cdot \cos \frac{\pi}{n}\right)^2} \tag{15}$$

$$T^{\max} = \left(2 \sum_0^{k-1} W_i - \mathrm{tg}\,\varphi\, V_k^{\max}\right) \cos \frac{\pi}{n} \,. \tag{16}$$

Im Bereich $0 \leqq \varphi_m \leqq \frac{\pi}{n}$ greift am Stützpunkt $m\,k$ außer den oben genannten noch die wagerechte Stützkraft $Q_{m-1\,k-1} = \sum_0^{k-1} \varDelta W_{i\,m-1}$ an (Abb. 7) und es berechnet sich

$$R = \left(4 \sum_0^{k-1} W_i \cdot \sin^2 \frac{\pi}{n} + \mathrm{tg}\,\varphi\, V_k^{\max} \cdot \cos \frac{2\pi}{n}\right) \cos \varphi_m \tag{17}$$

$$T = \left(4 \sum_0^{k-1} W_i \cdot \cos^2 \frac{\pi}{n} - 2\, \mathrm{tg}\,\varphi\, V_k^{\max} \cdot \cos^2 \frac{\pi}{n}\right) \sin \varphi_m \,. \tag{18}$$

[3]) Gl. 11 u. 12 folgen bekanntlich auch aus $V_{m\,k} = \frac{M_{m\,k}}{J_k} \cdot e_m$, worin $J_k = \frac{1}{2} \cdot n\, r_k^2$ das Trägheitsmoment des n-Ecks für eine Schwerachse und $e_m = r_k \cos \varphi_m$ der Abstand des Stützpunktes m von dieser Achse ist.

Im Bereich $\pi - \frac{\pi}{n} \leqq \varphi_m \leqq \pi$ greift keine der Stützkräfte $Q_{m\,k-1}$ und $Q_{m-1\,k-1}$ am m^{ten} Stützpunkt an (Abb. 8) und es folgt

Abb. 7.

$$R = \mathrm{tg}\,\varphi\, V_k^{\max} \cos \varphi_m \tag{19}$$
$$T = 0. \tag{20}$$

Abb. 8.

Während T im mittleren Bereich seinen Größtwert annimmt, läßt sich ohne weitere Einschränkung des bezüglich Gestalt und Belastung vorausgesetzten nicht entscheiden, ob R seinen Größtwert im mittleren Bereich oder im Grenzbereich annimmt. Für die Grenzen der Bereiche geben die Formeln der benachbarten Bereiche dieselben Werte.

Zur Bemessung der Pfostenfüße werden die größten jeder der Stützkräfte mit den gleichzeitig auftretenden beiden anderen zusammengestellt (wobei hier die Gleichungsnummern auf die Ausgangsformeln hinweisen).

Größtwerte in den Grenzbereichen.

$$V_k^{\max} = + \frac{2\, M_k}{n\, r_k} \quad \text{für } \varphi_m = 0 \tag{11}$$

$$\begin{aligned} R_{V\max} &= 4 \sum_0^{k-1} W_i \cdot \sin^2 \frac{\pi}{n} + \mathrm{tg}\,\varphi\, V_k^{\max} \cdot \cos \frac{2\pi}{n} \\ &= \left(2 \sum_0^{k-1} W_i - \mathrm{tg}\,\varphi\, V_k^{\max}\right) \sin^2 \frac{\pi}{n} + 2 \sum_0^{k-1} W_i \cdot \sin^2 \frac{\pi}{n} \\ &\quad + \mathrm{tg}\,\varphi\, V_k^{\max} \cdot \cos^2 \frac{\pi}{n} \end{aligned} \tag{17a}$$

$$T_{V\max} = 0 \tag{18a}$$

$$V_k^{\min} = - \frac{2\, M_k}{n\, r_k} \quad \text{für } \varphi_m = \pi \tag{11}$$

$$R_{V\min} = - \mathrm{tg}\,\varphi\, V_k^{\max} \tag{19a}$$

$$T_{V\min} = 0. \tag{20}$$

Größtwerte im mittleren Bereich.

$$T^{\max} = \left(2 \sum_0^{k-1} W_i - \mathrm{tg}\,\varphi\, V_k^{\max}\right) \cdot \cos \frac{\pi}{n} \quad \text{für } \varphi_m = \frac{\pi}{2} - \frac{\pi}{n} \tag{16}$$

$$V_{T\max} = V_k^{\max} \cos\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\pi}{n}\right) = V_k^{\max} \cdot \sin \frac{\pi}{n} \tag{12a}$$

$$R_{T\max} = 2 \cdot \sin \frac{\pi}{n} \sum_0^{k-1} W_i \tag{13a}$$

$$R^{\max} = \sqrt{\left(2 \cdot \sin \frac{\pi}{n} \sum_0^{k-1} W_i\right)^2 + \left(\mathrm{tg}\,\varphi\, V_k^{\max} \cdot \cos \frac{\pi}{n}\right)^2} \tag{15}$$

wobei nach Abb. 9

$$\sin\left(\varphi_m + \frac{\pi}{n}\right) = \frac{2 \cdot \sin \frac{\pi}{n} \sum_0^{k-1} W_i}{R^{\max}}$$

$$\cos\left(\varphi_m + \frac{\pi}{n}\right) = \frac{\mathrm{tg}\,\varphi\, V_k^{\max} \cdot \cos \frac{\pi}{n}}{R^{\max}}$$

Abb. 9.

und hiermit

$$V_{R\max} = \frac{V_k^{\max}}{R^{\max}} \left(2 \sum_0^{k-1} W_i \cdot \sin^2 \frac{\pi}{n} + \mathrm{tg}\,\varphi\, V_k^{\max} \cdot \cos^2 \frac{\pi}{n}\right) \tag{12b}$$

$$T_{R\max} = \frac{2 \sum_0^{k-1} W_i - \mathrm{tg}\,\varphi\, V_k^{\max}}{R^{\max}} \cdot \sin \frac{2\pi}{n} \sum_0^{k-1} W_i = R_{T\max} \cdot \frac{T^{\max}}{R^{\max}} \tag{14a}$$

(Schluß folgt.)

Verschiedenes.

Das erste Kugelhaus der Welt, erfunden und geplant von Professor P. Birkenholz in München, B.D.A., konstruiert und ausgeführt von M. A. N., Werk Gustavsburg, bildet die Hauptsehenswürdigkeit der diesmaligen Dresdener Jahresschau und sei im folgenden kurz besprochen:

Der Erfinder des Kugelhauses, Professor P. Birkenholz, hatte einen bedeutsamen Entwurf für das Völkerbundhaus in Genf eingereicht, in welchem erstmalig ernsthaft ein Kugelhausbau großen Maßstabs vorgesehen war. Leider fand der Entwurf nicht die erwartete Anerkennung, und der breiteren Öffentlichkeit wurde das Kugelhaus nicht bekannt. Professor Birkenholz entschloß sich daher, in der „Münchener Illustrierten Presse" einen Bericht über den Gegenstand zu bringen, der neben manchem Kopfschütteln und Angriff, doch auch ernsthafte Beachtung fand. So bei Direktor Straßhausen, dem Leiter der Dresdner Jahresschau, der in Erkenntnis der Bedeutung des Kugelhauses für die diesjährige Dresdner Ausstellung sich rasch zum Bau eines solchen entschloß und der Ausstellung „Die Technische Stadt" damit jedenfalls das erste Kugelhaus der Welt sicherte.

Am 23. Januar 1928 nach einer Skizze der M. A. N., Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg, bestellt, stand es am 16. Mai, dem Tage der Ausstellungseröffnung, schon äußerlich fertig da und konnte anfangs Juni die Besucher auch in seine Innenräume aufnehmen. Obschon vielfach durch das völlig Neue verblüffend, vermag es bei näherer Betrachtung doch gerade den technisch geschulten Beschauer mindestens von seiner Zweckmäßigkeit in mehr als einer Richtung zu überzeugen. Zweifellos wird das Kugelhaus nicht nur ein bloßes Schaustück bleiben, sondern eine wertvolle Anregung zu neuen Lösungen großstädtischer Bauaufgaben darstellen, wie Warenhäuser, Garagen, Hotels, Verwaltungszentralen. Das Kugelhaus ist für die Stahlskelett-Bauweise besonders geeignet und verkörpert vollkommen das Zusammenwirken von Architekt und Ingenieur, entspricht also einer Hauptforderung der Zeit. Selbstverständlich werden — wie bei jeder neuen Idee — auch gegen diesen neuen Baugedanken Einwendungen aus ästhetischen oder sonstigen Gründen erhoben werden; demgegenüber muß betont werden, daß aus mangelnder Gewöhnung entstehende Vorurteile uns nicht hindern dürfen, wirklich praktische, technische und wirtschaftliche Vorteile nach Kräften auszunutzen. Sicher werden, wie die Entwicklung unserer Baukunst zeigt, die ersteren überwunden werden, wenn die letzteren allmählich erkannt und gewürdigt werden. Ein erkannter technischer Fortschritt läßt sich auf die Dauer durch ängstliche Bedenken oder eingewurzelte Meinungen nicht aufhalten.

Die technischen und wirtschaftlichen Vorteile des Kugelhauses sind bedingt durch seine Formgebung. Die Kugel ist das Gebilde, welches im Verhältnis zum nutzbaren Raum die geringste Oberfläche bietet. Dadurch werden die Außenwände von vornherein schon im Ausmaß kleiner. Diese Verkleinerung bedingt an sich schon einen geringeren Umfang auch der eisernen Tragkonstruktion. Es wird aber auch deren Belastung durch die Umfassungswände geringer, und die Tragkonstruktion ist daher sowohl für eine geringere Fläche als auch für ein geringeres Gewicht der Flächeneinheit zu bemessen.

Doch nicht allein in bezug auf das Eigengewicht wird ein erheblicher Vorteil erzielt, sonders ganz besonders auch infolge des Einflusses der Windlast, der für Hochhausbauten von größter Bedeutung ist. Auch für die Windlast wird sowohl die dem Angriff ausgesetzte Fläche kleiner, als auch der Winddruck-Koeffizient durch die Kugelform außergewöhnlich günstig herabgesetzt. Wenn man genötigt ist, weit über normale Bauhöhe in die Luft hinauf zu bauen, so ist es offenbar technisch richtig, dem Baukörper dann die Form zu geben, die den geringsten Luftwiderstand bietet, also die Kugelform. Auch ist eine Konzentration der Baumassen, wie die Kugelform sie in vollkommenstem Maße darstellt, statisch sehr viel günstiger als der weitläufig gegliederte Aufbau normaler Hochhäuser von gleichem Fassungsraum. Es kommt hinzu, daß die Ableitung der Kräfte bis in die Fundamente sowohl für Eigengewicht wie für Winddruck beim Kugelhaus auf dem kürzesten natürlichsten Wege erfolgt. Das Ergebnis zeigt daher bezüglich des aufzuwendenden Gewichtes des Stahltragwerks und damit auch für dessen Preis die klare Überlegenheit des Kugelhauses. Einsparungen ergeben sich weiter in der Ausfüllung der Umfassungswände, also in den Mauermassen bezw. Wandverkleidungen durch die verminderte Fläche. Sie setzen sich fort in den Fundamenten durch geringste Last und günstigste Lastverteilung; auch dadurch, daß die Fundierungsfläche im Kugelhaus sich auf den kleinsten Grundriß konzentriert.

Eine weitere Überlegenheit des Kugelhauses besteht in den Aufwendungen für die Montage. Die natürliche Gleichartigkeit der Konstruktion gestattet die Errichtung des Bauwerks von einem feststehenden Zentralpunkt aus, d. h. also mit Gerüsten, die während der Bauausführung nicht verschoben werden müssen. Infolgedessen kann der Zusammenbau mit zweckmäßigster Einrichtung auf billigstem Wege betrieben werden und in verhältnismäßig viel kürzerer Zeit als bei jedem anderen Bau. Und zwar nicht nur für den Rohbau, sondern auch für die Inneneinrichtung.

Über die ästhetische Wirkung des Kugelhauses haben sich hervorragende Baukünstler durchaus zustimmend ausgesprochen. Es wird im besonderen die starke, im modernen Sinne monumentale Wirkung der Anlage gerühmt, ferner die besondere Eignung des von allen Seiten gleichmäßig in Erscheinung tretenden Kugelhauses als Dominante in einem Baukomplex zu wirken. Man hat ferner darauf hingewiesen, daß die großartige Einfachheit der Gesamtform der heutigen Baukunst bedeutende und wertvolle Anregungen bringen dürfte, deren Auswirkungen noch nicht abzusehen sind.

In der Tat kann u. E. auch kaum ein Zweifel bestehen, daß die Anwendung der Kugelform für einen Baukörper ästhetisch kein Experiment bedeutet, da schon die gesetzmäßige Reinheit der Form, ihre vollkommene innere Ausgeglichenheit und ihre auf die Umgebung in hohem Maße ausgleichende Wirkung ihre ästhetisch und städtebaulich wertvolle Wirkung verbürgen. Diese Wirkung wird auch keine vorübergehende sein können, da der Baukörper von innen heraus technisch vollkommen gesund ist und alles Gesunde und technisch Zweckmäßige auch in der Erscheinungsform sich von selber rechtfertigen und durchsetzen wird.

Abb. 1.

Abb. 2.

Die Dresdner Kugel, wovon wir eine Reihe von Abbildungen bringen wirkt bereits in dieser Hinsicht. Erbauerin ist, wie bereits erwähnt, die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg. Die Stahlkonstruktion besteht bei der Dresdner Kugel aus acht senkrechten Tragpfosten (Abb. 1), die mit Tragringen in den Geschoßebenen zu einem Tragrahmen achteckigen Grundrisses verbunden sind. Die Tragringe sind zum Ausgleich einseitiger Lasten durch Verspannungen ergänzt. Die Raumeinteilung ist gegeben durch den zylindrischen Kugelhals — 11,5 m Durchm. und 4 m Höhe — als Eingang und Schaufensterfront. Die ansetzende Kugel von 24 m Durchm. ist horizontal in fünf Geschosse aufgeteilt; das unterste derselben hat durchgehenden Boden

und desgleichen Decke, während die folgenden innen auf 6 m Durchm. offen sind, so daß gewissermaßen ein offener Schacht verbleibt, von dessen Umgang man den Blick in die benachbarten Geschosse bis zur Kuppeldecke hat. Die Zwischengeschosse sind von den Hauptgerüstpfosten bis zur Außenhaut in 16er Teilung radial gegeneinander durch leichte Trennwände abgeteilt (Abb. 2), die Räume sind von einzelnen Ausstellern belegt, teilweise sind mehrere Abteilungen zu einem großen Raum vereinigt (Zigarettenfabrik Bulgarie, die ihre Fabrikation im Betrieb zeigt). Dies war möglich, da die Trennwände keinerlei statische Aufgaben haben, also beliebig fortgelassen werden konnten.

Abb. 3.

Abb. 4.

Das oberste Stockwerk ist als gleichzeitig sehr hübscher Aussichtsraum für ein Café ausgenutzt. Treppenanlagen, welche sich trotz der beschränkten Raumverhältnisse ungezwungen und bequem gestalten ließen, führen bis zum Café, außerdem ist ein in einem zylindrischen Blechmantel untergebrachter Aufzug in Betrieb. — Die Außenhaut der Kugel wurde bei dem Dresdner Kugelhaus in Stahlblech ausgeführt, welches an gebogene Meridiansparren aus H-Stahl befestigt ist (Abb. 3). Die Sparren sind durch die Deckenträger an das Traggerüst angehängt und stützen sich außerdem auf einen kräftigen Tragring am Übergang von Kugel und Hals.

Die Außenhaut ist nur durch zahlreiche stellbare Fenster, die in der Umgrenzung der Kugel liegen, unterbrochen, so daß die Kugelschale selbst ganz aus Stahl und Glas besteht. Abb. 4 gibt eine Ansicht des fertigen Bauwerks. Im Innern ist durch Tekton mit Rabitzputz, im Café außerdem noch durch eine Torfoleumzwischenlage isoliert. Die Fußböden sind Parkett auf Holzbalken mit angehängter Rohrputzdecke. Die stählerne Kugelschale ist außen mit Aluminiumfarbpulver gestrichen. Am obersten Ring ist ein Umgang mit vier Steigleitern bis zum Kugelfirst. Daß für die Außenhaut Blechverkleidung gewählt wurde, hat seinen Grund in der Schnelligkeit, mit der gebaut werden mußte während unsicherer Witterung, ferner in dem Umstand, daß es sich um ein gegebenenfalls in einiger Zeit wieder abzubrechendes Ausstellungsbauwerk handelt, für welches auch nur beschränkte Mittel aufgewendet werden sollten. Für die wichtigeren Kugelhaus-Großbauten ist natürlich der Außenhautverkleidung in unbedingtem Dauermaterial (Kunststein, Keramik, Kupfer usw.) nichts im Wege. Größere Ausführungen dieser Art sind bereits eingehend durchgearbeitet, und es ist zu erwarten, daß die Wirtschaftlichkeit, Zweckmäßigkeit und Schönheit der neuen Kugelhausbauweise in kurzer Zeit eine Reihe weiterer neuartiger Bauwerke dieser Art erstehen läßt.

Die Umsatzsteuer bei Nebenlieferungen. Die auf dem Gesetz vom 24. Dezember 1919 beruhende Umsatzsteuer ist eine Steuer, die von allen Wirtschaftskreisen als unbillig und produktionshemmend empfunden wird, da sie die Wirtschaft zu sehr belastet, ohne dafür an anderer Stelle eine Erleichterung zu schaffen. Für diese Einstellung der Wirtschaft sind vor allem zwei Gesichtspunkte entscheidend:

1. Die Umsatzsteuer wird erhoben ohne Rücksicht darauf, ob ein Gewinn erzielt wird, grundsätzlich von jedem Umsatz auf Grund einer Lieferung oder Leistung. Bei der allgemeinen ungünstigen Wirtschaftslage und im Hinblick auf die übersteigerten Soziallasten und Höhe der Löhne, die das Produkt schon unverhältnismäßig hoch belasten, werden bei geringem Beschäftigungsgrad oftmals Aufträge hereingenommen zu Preisen, die nicht einmal die Generalunkosten decken, geschweige denn einen Gewinn abwerfen. Hier tritt die Unbilligkeit und Produktionsfeindlichkeit der Steuer ganz besonders deutlich in Erscheinung.

2. Die tatsächliche Belastung durch die Umsatzsteuer wird nur in ganz seltenen Fällen den gesetzlich festgelegten Prozentsatz ausmachen. Im Regelfalle wird die Ware auf ihrem Produktionsweg durch mehrere Hände gehen und bei jedesmaligem Umschlag des Roh-, Hilfs- und Zwischenproduktes mit der Umsatzsteuer belastet. Im Endresultat ergibt sich demnach ein wesentlich höherer Prozentsatz, als er in dem gesetzlichen Satze zum Ausdruck kommt.

Diesen Unbilligkeiten, die im Charakter der Umsatzsteuer liegen, hat man durch Senkung des Steuersatzes zu begegnen gesucht. Während ursprünglich $2^1/_2$ % eines Umsatzes als Steuer zu entrichten waren, beträgt jetzt der Steuersatz 0,75 %. Trotz dieser Herabsetzung des Steuersatzes kann jedoch die Wirtschaft ihr Ziel, das auf die völlige Beseitigung dieser Besteuerungsart gerichtet ist, nicht aus den Augen verlieren.

Sind bisher die ungünstigen Auswirkungen der Umsatzsteuer nur allgemein kurz skizziert, so soll hier die Frage der Umsatzsteuerpflicht bei Nebenlieferungen, die die beteiligten Wirtschaftskreise ganz besonders nachteilig belastet, erörtert werden.

In der Bauindustrie im allgemeinen und in der Stahlbau-Industrie im besonderen vollzieht sich die Auftragserteilung doch häufig so, daß bei größeren Aufträgen ein gewisser Kreis von Firmen an der Ausführung beteiligt wird, sei es nun, daß der Besteller Teilaufträge an mehrere Firmen vergibt, oder daß der Auftragnehmer wegen der Kürze der Lieferfrist oder aus anderen Gründen Teile des Auftrages weitervergibt. Im ersteren Falle wird der Bauherr vertragsmäßig in der Regel nur einen Unternehmer (Generalunternehmer) mit der Ausführung und Fertigstellung des Bauwerkes beauftragen. Dieser Generalunternehmer ist dann für die Ausführung und Ablieferung des Gesamtwerkes allein verantwortlich, auch wenn er sich dabei weiterer Unternehmer (Unterunternehmer) bedient.

In diesen Fällen der Generalentreprise ist die Rechtslage nun grundsätzlich die, daß hier zwei umsatzsteuerpflichtige Lieferungen vorliegen. Einmal haben die Unterunternehmer für die von ihnen gelieferten Teilaufträge die Umsatzsteuer zu entrichten, daneben ist der Generalentrepreneur mit dem Gesamtauftrag umsatzsteuerpflichtig. Selbst wenn von den Unterunternehmern die Teillieferungen direkt angeliefert werden und selbst wenn die Beteiligten vom Generalunternehmer den von dem Besteller für die betreffenden Teillieferungen ausgesetzten Preis unverkürzt erhalten, wird sich hier eine Doppelbesteuerung in der Regel nicht vermeiden lassen.

Eine Abweichung von dieser Regel ist nur dann möglich, wenn es gelingt, die einzelnen Unternehmer vollkommen selbständig dem Besteller gegenübertreten zu lassen, ohne daß die Generalleitung der Ausführung des Bauwerkes und ebenso die Verantwortung einem bestimmten Unternehmer übertragen wird. Die liefernden Firmen sind dann als gleichberechtigte Kontrahenten anzusehen, eine würde sich von den übrigen nur insofern abheben, als sie eine Art Verrechnungsstelle zwischen allen am Bau beteiligten Firmen wäre. Oder der Bauherr schließt mit den in Frage kommenden Lieferanten selbständige Verträge und läßt die Lieferungen der für die Montage erforderlichen Materialien direkt an sich selbst ausführen. Er müßte dann diese an ihn gelieferten Gegenstände dem die Montage vornehmenden Unternehmer zur Verfügung stellen, der aus ihnen auf Grund eines Werkvertrages das Bauwerk herstellt.

Jedoch auch in diesen Fällen dürfte es schwer sein, der Doppelbesteuerung zu entgehen. In einer Entscheidung des Reichsfinanzhofes vom 19. November 1926 (Bd. 20. 103) wird darauf hingewiesen, daß die bürgerlich-rechtliche Betrachtungsweise nach § 4 R. Abg. O. für das Umsatzsteuerrecht nicht maßgebend ist. Gegenstand des Umsatzsteuerrechtes sind Lieferungen und Leistungen: Auf deren Verwirklichung kommt

es für die Steuerpflicht allein an, nicht aber auf die ihnen zugrunde liegenden Vereinbarungen, soweit sich diese nicht mit der tatsächlichen Ausführung decken. Es sind danach also nicht die vertraglichen Abmachungen allein ausschlaggebend, sondern es müssen vielmehr die tatsächlichen Verhältnisse, also die Vorgänge, durch die die vertraglichen Abmachungen verwirklicht werden, berücksichtigt und bei der Beurteilung der Umsatzsteuerfrage herangezogen werden. Dann würde die Finanzbehörde sich auch auf Grund des § 5 R. Abg. O. auf den Standpunkt stellen, daß eine derartige Regelung nicht den wirtschaftlichen Verhältnissen entspräche und nur aus Steuerersparnisgründen vorgenommen wäre.

Für die Umsatzsteuerbefreiung hat man endlich die für den Zwischenhandel außerordentlich bedeutsame Entscheidung des Reichsfinanzhofes vom 17. Dezember 1927 zur Frage des Zwischenhandelsprivilegs des § 7 U.St.G. in Anspruch nehmen zu können geglaubt. Hier ist der Rechtssatz aufgestellt, daß bei der Abwicklung mehrerer von verschiedenen Unternehmern über dieselben Gegenstände oder über Gegenstände gleicher Art abgeschlossenen Umsatzgeschäfte die Lieferungen nicht schon dadurch umsatzssteuerpflichtig werden, daß der Zwischenhändler ausschließlich zum Zwecke der Beförderung den unmittelbaren Besitz an den Gegenständen erwirbt und überträgt.

Für die hier in Frage stehenden Nebenlieferungen kann jedoch auch diese Entscheidung nicht angezogen werden, da die Voraussetzung der Anwendbarkeit des Zwischenhandelsprivilegs, die Weiterleitung von denselben Gegenständen oder von Gegenständen gleicher Art nicht erfüllt ist.

Die zweifellos den Charakter der Unbilligkeit tragende Doppelbesteuerung wird sich also kaum vermeiden lassen. Die Wirtschaft wird dieselbe so lange hinnehmen müssen, als das U.St.G. Geltung hat; denn die Aussichten eines Rechtsmittelverfahrens sind im einzelnen Falle nach den vorstehenden Ausführungen äußerst gering, und im Wege der Gesetzgebung eine Änderung des bisherigen Rechtszustandes zu erreichen, wird ebenfalls äußerst schwierig sein, weil eine anderartige Regelung als die bisherige dem Wesen und dem Aufbau des ganzen Umsatzsteuersystems widersprechen würde.

Bei dieser Doppelbesteuerung können sich zwischen Generalunternehmer und Unterunternehmern Schwierigkeiten leicht dadurch ergeben, daß von vornherein bestimmte Abmachungen darüber, wer nun die Umsatzsteuerkosten zu bestreiten hat, nicht vereinbart werden. Bei Eintritt des Steuerfalls wird es der Generalunternehmer ablehnen, auch für die Lieferungen, die von ihm nicht geleistet worden sind, Umsatzsteuer zu zahlen und wird versuchen, die einzelnen Unterlieferanten damit zu belasten. Diese wiederum werden sich weigern, für die von ihnen getätigten Teillieferungen die doppelte Umsatzsteuer zu entrichten.

Es wird also in jedem Falle empfehlenswert sein, gleich bei Hereinnahme des Auftrages eine Einigung bezüglich der Kostenteilung zwischen den einzelnen an der Ausführung beteiligten Firmen zu erzielen, wobei es ratsam erscheint, daß die Umsatzsteuerkosten anteilig von den ausführenden Firmen übernommen werden.

Gütevorschriften für Stahlhäuser. Unter Zugrundelegung eines Vorschlags von Baudirektor Blecken der Vereinigten Stahlwerke haben beim Deutschen Normen-Ausschuß Beratungen über die Gütevorschriften für Stahlhäuser stattgefunden, die zu einem vorläufigen Entwurf geführt haben, für den eine Einspruchsfrist bis zum 15. August 1928 festgesetzt ist. Diese vorläufigen Gütevorschriften verstehen unter Stahlhäusern solche Bauten, bei denen die hauptsächlichsten statischen Funktionen vom Stahl übernommen werden und beschränken sich auf ortsfeste Stahlhäuser, deren Skelett mit dem Fundament fest verbunden ist[1]. Die Vorschriften erstrecken sich auf die Standsicherheit, für welche die baupolizeilichen Vorschriften maßgebend sind, sodann auf Witterungs- und Wärmeschutz. Hierzu gehört, daß das Dach mit wetterfesten Baustoffen gedeckt ist, die Außenwände witterungsbeständig, die Fugen dicht hergestellt sind und Sicherheit gegen Durchdringen der Feuchtigkeit bieten, außerdem mindestens dem Wärmeschutz einer 38 cm dicken beiderseitig verputzten Ziegelvollwand entsprechen.

Bezüglich Feuersicherheit und Blitzschutz muß das Stahlhaus den für den Wohnungsbau geltenden feuerpolizeilichen Vorschriften entsprechen, der Metallkörper ist nach den Vorschriften für Blitzschutz zu erden. Die Schalldämpfung soll der eines gutgebauten Ziegelwohnhauses entsprechen. Was den Schutz gegen Rostbildung anlangt, so sind tragende und füllende Stahlbauteile entweder durch Einbettung in Beton, oder Ummantelung durch sonstige anerkannte Rostschutzverfahren zu schützen. Die Außenwände sind so zu gestalten, daß die Bildung von Feuchtigkeit (Schwitzwasser) verhindert oder von den wandbildenden Stoffen ohne Schaden für diese aufgenommen wird.

In Verbindung hiermit sei auf die Ausführungen von Direktor Schmuckler der Firma Breest & Co. in Berlin auf der ersten Mitgliederversammlung der Reichsforschungsgesellschaft für Wirtschaftlichkeit im Bau- und Wohnungswesen hingewiesen: Danach ist es zu bedauern, daß die Reichsforschungsgesellschaft bis jetzt zu wenig Gelegenheit genommen hat, sich mit der Frage der Füllstoffe zu beschäftigen, insbesondere was deren Feuersicherheit, Wärmehaltung und Raumumfang anlangt. Dadurch entsteht die Gefahr, daß bei Versuchssiedlungen Fehlschläge eintreten. Es erscheint daher dringend notwendig, für Architekten und Bauherren Richtlinien für diese neuartigen Bauweisen aufzustellen; um so mehr, als zahlreiche Anfragen — z. B. beim Stahlwerksverband — erweisen, daß eine große Anzahl von Architekten mit allen einschlägigen Fragen noch völlig unvertraut ist. Man dürfte alsdann auch hoffen, daß die Meinungsverschiedenheiten über die Fähigkeit der Stahlhäuser zur Wärmehaltung objektiv geklärt werden: Die praktischen Versuche privater Laboratorien haben zu dieser Klärung ja bereits recht viel beigetragen, für die Meinung der breiten Masse ist jedoch ein Urteil der Reichsforschungsgesellschaft kaum zu entbehren, die Erstattung eines solchen Gutachtens daher lebhaft zu begrüßen. Man darf hierzu auch auf ein Gutachten des Forschungsheimes für Wärmeschutz e. V. in München verweisen, das sich auf Antrag der Vereinigten Stahlwerke über die Wärmedurchlässigkeit einer Stahlhaus-Wandkonstruktion durchaus günstig geäußert hat.

Durch ein abschließendes Gutachten der Reichsforschungsgesellschaft über Füllstoffe könnte vielleicht auch die Beleihungsfrage maßgeblich beeinflußt werden. Diese hat in letzter Zeit allerdings bereits wesentliche Fortschritte gemacht: Wie man hört, sind aussichtsreiche Verhandlungen zur Schaffung einer Abzahlungsorganisation eingeleitet und dafür die Errichtung besonderer Gesellschaften vorgesehen. Außerdem sollen bereits Zusagen einer Reihe von Hypothekenbanken vorliegen, die gewillt sind, erste Hypotheken zur Verfügung zu stellen. Auch die Zusammenarbeit mit verschiedenen Terraingesellschaften ist vorgesehen. Bemerkenswerterweise haben sich sowohl Versicherungsgesellschaften wie eine Reihe von Stadtverwaltungen im Rheinland und in Süddeutschland bereit erklärt, eine Ausfallbürgschaft für Hypotheken auf Stahlhäusern zu übernehmen. Wenn es gelingt, all diese Verhandlungen zu einem positiven Abschluß zu bringen, könnte der Baumarkt im laufenden Jahre auch von dieser Seite noch eine wesentliche Belebung erfahren.

[1]) Über transportable Stahlgaragen vergl. „Stahlbau", Heft 8, S. 93.

Werksfremde in Werkswohnungen. Auf Veranlassung des Reichsverbandes der Deutschen Industrie ist kürzlich nach Angaben einer größeren Zahl industrieller Vereinigungen eine statistische Übersicht der Werkswohnungen und der in diesen vorhandenen, nicht auf dem betreffenden Werk beschäftigten Mieter gegeben worden.

Dabei konnte festgestellt werden, daß die von Werksfremden besetzten Wohnungen in einzelnen Industriebezirken über $^1/_3$ der gesamten Beamten- und Arbeiterwohnungen eines Werkes ausmachen. Der den Betrieben dadurch zwangsläufig erwachsende Nachteil des mangelnden Ersatzes an Facharbeitern und Werkmeistern ist offenbar und ebenso wie die damit verknüpften Erzeugungsschwierigkeiten wiederholt betont: Angesichts des Eindrucks dieser Erhebungen muß erneut die Forderung erhoben werden, Werkswohnungen völlig aus den Bestimmungen des Mieterschutzgesetzes herauszunehmen. Im nachstehenden sind die Hauptziffern der Statistik wiedergegeben, und zwar gibt die erste Zahlenreihe die vorhandenen Werkswohnungen an, während die an zweiter Stelle in ( ) erscheinenden Ziffern die Zahl der werksfremden Inhaber dieser Werkswohnungen bedeuten:

Ruhrkohlenbergbau	154 024	(30 143)
Oberschlesische Montanindustrie	16 884	(2 505)
Niederschlesische Steinkohle	5 060	(1 862)
Mitteldeutsche Braunkohle	26 308	(3 722)
Siegerländer Gruben und Hütten	3 442	(489)
Kalibergbau	4 053	(748)
Gesamtverband deutscher Metallindustrieller	17 199	(4 131)
Nordwestliche Gruppe der Eisen- und Stahlindustrie	31 913	(9 356)
Zement, Steine und Erden	6 687	(992)
Chemie	19 254	(2 613)
Papierindustrie	11 610	(1 327)
Textilindustrie	28 716	(4 745)

Die Statistik enthält ferner eine Übersicht über die Verteilung dieser Ziffern auf die einzelnen Bezirke, die in mancher Beziehung recht bemerkenswert ist. Es entfallen an im ganzen verfügbaren, davon durch Werksfremde besetzten Werkswohnungen auf:

Schlesien	36 655	(6 754)	Aachen	198	(100)
Sachsen	8 285	(1 395)	Biebrich	925	(122)
Magdeburg	203	(166)	Trier	346	(97)
Köln	9 297	(1 193)	Frankfurt a. M.	393	(155)
Elberfeld	2 923	(886)	Mainz	751	(156)
Solingen	208	(75)	Pfalz	2 153	(432)
Düren, Euskirchen,			Mannheim	3 636	(485)
Jülich	958	(250)	Bayern	15 670	(2409)
Ratingen	563	(179)			

Der Umbau des Wintergartens in Berlin, über den wir in einem späteren Heft des „Stahlbau" eingehend berichten werden, darf als eine Spitzenleistung des Stahlbaus und der ausführenden Firma Breest & Co., Berlin, bezeichnet werden, sowohl was die konstruktive Lösung anbelangt, wie vor allem hinsichtlich der erzielten Bauzeiten: Trotzdem der Auftrag zum Umbau des Bühnenhauses erst Ende Mai d. J. erteilt und daraufhin am 1. Juni mit den Arbeiten begonnen war, konnten diese bereits am 15. Juli abgeschlossen werden. Fast gleichzeitig — am 2. Juni — erwies sich bei eingehender Besichtigung, daß auch die gesamte Konstruktion des alten Glasdachs einer durchgreifenden Erneuerung bedurfte. Auch diese umfangreiche Arbeit konnte von der genannten Firma trotz denkbar kürzester Bauzeit rechtzeitig fertiggestellt werden, so daß — wie vorgesehen — am 18. August die Eröffnung der durchgreifend umgestellten Anlage erfolgt ist.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des ersten Jahrganges „Der Stahlbau" 7,50 R.-M. und Postgeld

1. Jahrgang — BERLIN, 7. September 1928 — Heft 12

Die Beanspruchung der Leitungsmaste bei Seilriß.

Von Dr.-Ing. **Kammüller**, Privatdozent an der Technischen Hochschule Karlsruhe.

Nach dem Bruch eines Seiles kommen die Nachbarmaste unter die Wirkung eines einseitigen Seilzuges. Dieser beansprucht sie jedoch nicht in seiner vollen Größe, sondern er wird durch die bei einer Ausbiegung eintretende Gegenwirkung der übrigen Seile, insbesondere der mit dem Mast fest verbundenen Erdseile herabgemildert. In stärkstem Maße tritt diese Gegenwirkung auf, wenn zwei Erdseile weit nach den Seiten ausladend verlegt sind. Die Berechnung der Leitungsmaste bei Seilriß, insbesondere die in jüngster Zeit viel umstrittene Torsionsberechnung, wird also erst dann ein einigermaßen richtiges Bild geben, wenn man diese Gegenwirkung, die die Beanspruchung und damit den Eisenaufwand ganz beträchtlich herabsetzt, mit in Rechnung zieht.

Maßgebend für diese Gegenwirkung sind neben den elastischen Eigenschaften der Leitung die elastischen Eigenschaften des Mastes. Je weicher und nachgiebiger ein Mast ist, um so mehr wird sich die entlastende Gegenwirkung äußern können. Bevor also an das eigentliche Problem herangegangen wird, mögen einige Formeln abgeleitet werden, die mit wenig Rechenaufwand aus den Konstruktionsdaten des Mastes seine elastischen Eigenschaften ergeben, und zwar ist zu bestimmen, um wieviel er sich unter Wirkung einer Kraft 1 in Seilhöhe ausbiegt, und um welchen Winkel sich unter dem Moment 1 die Mastkrone dreht. Diese beiden Mastkonstanten seien mit δ und τ bezeichnet. Ihre Berechnung geschieht auf dem Wege über die Formänderungsarbeit.

A. Berechnung für δ und τ für gleichwandige Maste.

Um die Durchbiegung δ zu berechnen, kann man sich die in Leitungsrichtung liegende Kraft 1 je zur Hälfte auf die beiden gegenüberliegenden Mastseiten verteilt denken. Jede Mastseite wird dann durch die Kraft 1/2 in ihrer Ebene auf Biegung beansprucht. Der Einfachheit halber sei von der Formänderungsarbeit infolge der Kraft 1 ausgegangen, die sich darstellt als

$$A_b = \sum \frac{S^2 s}{EF}$$

Die Kräfte S können aus einem Cremonaplan entnommen werden. Die in den Diagonalen steckende Formänderungsarbeit wird gegen die in den Eckständen fast immer stark zurücktreten. Diese letztere kann man mit großer Näherung durch folgenden Ausdruck wiedergeben (Bezeichnungen in Abb. 1):

$$(1) \qquad A_s = \frac{2}{EF} \int_0^l \left(\frac{x}{o + 2\alpha x}\right)^2 dx$$

Abb. 1.

wobei $\cos \alpha = 1$ angenommen ist. Die Ausrechnung ergibt

$$(2) \qquad A_s = \frac{1}{2\alpha^2 EF}\left[l - \frac{o}{\alpha} \cdot \ln \cdot \frac{u}{o} + \frac{o\,l}{u}\right].$$

Für die Rechnung bequemer ist die Rechenentwicklung

$$(3) \qquad A_s = \frac{2\,l^3}{EF}\left[\frac{1}{N} - \frac{4\,o}{(u-o)^3}\left(\frac{k^3}{3} + \frac{k^5}{5} + \cdots\right)\right]$$

mit $\frac{u-o}{u+o} = k$ und $N = u\,(u+o)$.

Die Eckständer höherer Maste sind unten gewöhnlich aus stärkeren Profilen wie oben ausgeführt. In diesem Fall hat man statt Gl. 2 allgemeiner zu schreiben

$$(4) \qquad A_s = \frac{1}{2\alpha^2 E}\sum \frac{1}{F'}\left[l' - \frac{o}{\alpha} \cdot \ln \frac{u'}{o'} + \frac{o^2\,l'}{o'\,u'}\right].$$

Hierin ist F' und l' Eckständerquerschnitt und Länge einer Teilstrecke, o' und u' der Eckständerabstand am oberen und unteren Ende der Teilstrecke.

Der Gl. 3 entsprechend, kann man auch schreiben

$$(4\text{a}) \qquad A_s = \sum \frac{2}{EF'}\left[\frac{o\,l'^3}{o'\,u'\,(o'+u')} + \frac{h_1\,h_2\,l'}{o'\,u'} - \frac{o}{2\alpha^3}\left(\frac{k'^3}{3} + \frac{k'^5}{5} + \cdots\right)\right]$$

mit $\frac{u'-o'}{u'+o'} = k'$; h_1 und h_2 sind die Abstände von Mastspitze bis zum unteren Ende des betr. Schusses. $l' = h_2 - h_1$.

Unter Vernachlässigung der in den Diagonalen steckenden Formänderungsarbeit ist also die Durchbiegung infolge der Kraft 1

$$\delta = \frac{1}{2} A_s .$$

Bei der Berechnung der Drehung τ unter dem Moment 1 ist die Wirkung auf die vier Wände gleichmäßig verteilt anzunehmen. In den Eckständern heben sich die von den angrenzenden Wänden hervorgerufenen Kräfte bis auf kleine Restbeträge auf, in den vernachlässigten Füllungsgliedern steckt der Hauptteil der Formänderungsarbeit. Den Ausgang bildet wieder die unter der Kraft 1 auf eine Wandfläche geleistete Formänderungsarbeit.

Formänderungsarbeit in den Füllungsgliedern.

Bezeichnet δ den Winkel eines Füllungsgliedes gegen die Lotrechte (Abb. 2), so ist die Kraft D in diesem

$$(5) \qquad D \sin \delta = 1 - \operatorname{tg} \alpha \left[\frac{M_o}{h_o} + \frac{M_u}{h_u}\right].$$

Abb. 2.

In einer vielfeldrigen Wand unterscheidet sich im Mittel M_o von M_u nur wenig. Man kann also näherungsweise setzen

$$(6) \qquad D \sin \delta = 1 - \frac{2\alpha x}{o + 2\alpha x}$$

und für die Formänderungsarbeit, wenn man den Winkel δ als unveränderlich annimmt,

$$(7) \qquad A_d = \int \frac{D^2 s}{EF} = \frac{1}{EF \sin^2 \delta \cos \delta}\int \left(1 - \frac{2\alpha x}{o + 2\alpha x}\right)^2 dx,$$

was zu der einfachen Formel führt

$$(8) \qquad A_d = \frac{1}{EF \sin^2 \delta \cos \delta} \cdot \frac{o\,l}{u}.$$

Muß wegen Veränderlichkeit von δ oder F die Integration unterteilt werden, so läßt sich der Ausdruck schreiben

$$(9) \qquad A_d = \frac{o^2}{E}\sum \frac{1}{F \sin^2 \delta \cos \delta} \cdot \frac{l'}{o'\,u'}$$

mit denselben Zeichenbedeutungen wie oben.

Nebenwirkungen infolge der außermittigen Vernietung der Füllungsglieder.

Die obigen Ableitungen setzten ideale Knotenpunkte voraus, bei denen sich die Stabachsen in einem Punkte treffen. Die aus praktischen Gründen notwendige außermittige Vernietung gibt zu beträchtlichen Nebenwirkungen Anlaß, die nicht vernachlässigt werden dürfen. Verhältnismäßig geringfügig ist die durch den rechnerisch vorausgesetzten fortlaufenden Linienzug der Füllungsglieder angenommene zu große Länge. Verkleinert man indessen A_d im Verhältnis der wirklichen Länge der Füllungsglieder zu ihrer vorausgesetzten, also im Verhältnis von $\frac{r-p}{r}$ (Abb. 3), so

Abb. 3.

geht man wiederum zu weit, da durch den exzentrischen Angriff die Kräfte in den Füllungsgliedern zum Teil vergrößert werden, außerdem treten in den Eckständern noch zusätzliche Längsspannungen längs der Strecke p auf, so daß man A_d höchstens im Verhältnis von $\frac{r - p/2}{r}$ wird verkleinern dürfen.

Ungleich viel mehr fällt die Vergrößerung der Formänderungsarbeit ins Gewicht, die dadurch entsteht, daß die Eckständer infolge des außermittigen Angriffs der Füllungsstäbe auf Biegung beansprucht werden. Für die auf Abb. 3 dargestellte Biegungsfläche wird die Formänderungsarbeit für eine Feldweite r

$$\int \frac{M^2}{EJ} \cdot dx = \frac{r}{3EJ} \left(\frac{Pp}{2}\right)^2.$$

Hierbei sind die Kräfte P einander gleich angenommen. Da mit den früheren Bezeichnungen

$$P = D \sin \delta = 1 - \frac{2 \alpha x}{o + 2 \alpha x}$$

gesetzt werden kann, läßt sich näherungsweise für die Biegungsarbeit, die in den beiden, zu einer Mastseite gehörigen Eckständern steckt, schreiben:

$$(10) \qquad A_b = 2 \int_0^l \left[\frac{2 \cdot o}{o + 2 \alpha x} p\right]^2 \frac{dx}{3EJ} = \frac{p^2}{6EJ} \cdot \frac{ol}{u}.$$

Besteht der Eckständer aus einzelnen Schüssen mit verschiedenen Trägheitsmomenten oder verschieden großen Nietabständen p, so ist ähnlich wie oben zu setzen

$$(11) \qquad A_b = \frac{o^2}{6E} \sum \frac{p^2}{J} \cdot \frac{l'}{o' u'}.$$

Für J wird wie bei der Knickberechnung des Ständers J_ξ zu setzen sein (Abb 4), da die an und für sich mehr angestrebte Ausbiegung um J_{min} durch den Zusammenhang mit der Nachbarwand größtenteils verhindert wird.

Abb. 4.

Restkräfte in den Eckständern.

Die Strecke $a-b$ des Eckständers der Abb. 5 steht, je nachdem man sie der Wand 1 oder 2 zurechnet, unter der Wirkung des Momentes um o_1 oder o_2. Die entgegengesetzt in $a-b$ wirkenden Kräfte heben sich also nicht vollständig auf. Die Restkraft ist $D \cos \delta$, wenn D die zugehörige Diagonalkraft bezeichnet, wie sich beispielsweise aus einem Cremonaplan leicht ersehen läßt.

Um einen integrierbaren Ausdruck zu bekommen, kann man in ähnlicher Weise wie oben setzen

$$(12) \qquad D \cos \delta = \frac{o}{\operatorname{tg} \delta \, (o + 2 \alpha x)}$$

und erhält für die Restarbeit in einem Ständer

$$(13) \qquad A_r = \frac{1}{EF \operatorname{tg}^2 \delta} \cdot \frac{ol}{u},$$

oder wenn der Mast aus einzelnen Schüssen zusammengesetzt ist,

$$(14) \qquad A_r = \frac{o^2}{E} \sum \frac{1}{F \operatorname{tg}^2 \delta} \cdot \frac{l'}{o u'}.$$

Abb. 5.

Drehungswinkel τ.

Die Formänderungsarbeit setzt sich also aus den drei Summanden A_d, A_b und A_r zusammen, die alle etwa dieselbe Größenordnung haben. Der Winkel τ, um den sich der Mast unter dem Moment 1 verdreht, ergibt sich dann nach der Beziehung

$$(15) \qquad \tau = \frac{A_d + A_b + A_r}{o^2},$$

wenn wie oben o die Mastseite an der Angriffsstelle des Moments bedeutet (Abb. 1).

B. τ für ungleichwandige Maste.

Um die Gegenwirkung der Seile mehr heranzuziehen, wird es sich empfehlen, die Maste in Leitungsrichtung und gegen Verdrehung möglichst weich zu machen, was sich mit Vorteil dadurch ausführen läßt, daß man dem Mast Rechteckquerschnitt gibt, mit in der Leitungsrichtung liegender Schmalseite. Die Berechnung von δ wird hierdurch nicht erschwert. Dagegen wird sich ein in Seilhöhe wirkendes Moment 1 nicht mehr gleichmäßig auf die beiden Seitenpaare verteilen. Abb. 6 zeigt den Mast schematisch von oben, die Schmal- und die Breitseite sind durch die Indices 1 und 2 voneinander unterschieden. Sie müssen selbstverständlich durch eine Verbindung, etwa wie sie in der Zeichnung angedeutet ist, beide zur Mitwirkung herangezogen werden. Die Verteilung des Momentes 1 auf die Seitenkräfte X_1 und X_2 kann entweder unter der Bedingung vorgenommen werden, daß das Rechteck $O_1\,O_2$ bei der Verdrehung seine Form behält oder nach dem Satz vom Minimum der Formänderungsarbeit. Beide Methoden scheinen, bei mittleren Verhältnissen wenigstens, nicht zu sehr verschiedenen Ergebnissen zu führen. Die Methode des Formänderungsminimums hat jedoch den Vorteil der einfacheren Rechnung. Außerdem wird der Querschnitt $O_1\,O_2$ auch bei guter Aussteifung nie ganz starr seine Rechteckform bewahren und den etwa nach dem Formänderungsminimumprinzip geforderten Verformungen mehr oder weniger nachgeben können. Die beiden Kräfte X_1 und X_2 werden also so bestimmt, daß sie unter Einhaltung der Nebenbedingung

Abb. 6.

$$(16) \qquad X_1 o_2 + X_2 o_2 = 1$$

die im Mast steckende Formänderungsarbeit zu einem Minimum machen.

Die Einzelsummanden der Formänderungsarbeit sind bei der Drehung des gleichwandigen Mastes zum Teil schon bestimmt und können hier verwendet werden. Für je eine Schmal- und Breitseite zusammen ergibt sich die in den Füllungsgliedern steckende Arbeit zu

$$(17) \qquad \begin{cases} A_d = \dfrac{X_1^2 o_1^2}{E} \sum \dfrac{1}{F_1 \sin^2 \delta_1 \cos \delta_1} \cdot \dfrac{l_1'}{o_1' u_1'} \\ \qquad + \dfrac{X_2^2 o_2^2}{E} \sum \dfrac{1}{F_2 \sin^2 \delta_2 \cos \delta_2} \cdot \dfrac{l_2'}{o_2' u_2'} \end{cases}$$

und die Biegungsarbeit in den Eckständern infolge außermittiger Vernietung

$$(18) \qquad A_b = \frac{X_1^2 o_1^2}{6E} \sum \frac{p_1^2}{J} \cdot \frac{l_1'}{o_1' u_1'} + \frac{X_2^2 o_2^2}{6E} \sum \frac{p_2^2}{J} \cdot \frac{l_2'}{o_2' u_2'}.$$

Die in den Eckständern steckende Formänderungsarbeit spielt bei der Drehung eine besondere Rolle. Die Kraft im Eckständer ist die Differenz aus den Kräften, die in ihm durch die Biegungsbeanspruchung der Nachbarwände durch X_1 bezw. X_2 erzeugt werden. Bei einer geringfügigen Änderung von X_1 und X_2 — im Rahmen der Bedingung Gl. 16 natürlich — können also die Eckständerkräfte und damit deren Formänderungsarbeit im Verhältnis zu den von X_1 und X_2 nur einzeln abhängigen A_d und A_b recht starke Schwankungen ausführen. Das Minimum der Formänderungsarbeit fällt also mit der Forderung Eckständerkräfte möglichst klein nahezu zusammen, und man kann die Verteilung von X_1 und X_2 mit großer Näherung allein nach dieser Bedingung vornehmen. Diese Näherung ist um so mehr zulässig, als die Gesamtformänderungsarbeit selber, die dann den gesuchten Winkel τ bestimmt, in der Nähe des Minimums gegen Ungenauigkeiten in X_1 und X_2 wenig empfindlich ist. Während also die Formänderungsarbeit der Eckständer für die Verteilung von X_1 und X_2 in der Hauptsache maßgebend ist, bilden dann A_d und A_b für die Gesamtformänderungsarbeit die Hauptsummanden.

Bilden die Mastwände geometrisch einen Winkelstumpf, d. h. sind die Mastquerschnitte alle einander ähnlich, so leuchtet ein, daß die Bedingung, Kraft in den Eckständern gleich Null, zusammen mit der Nebenbedingung Gl. 16 erfüllt ist, wenn

$$(19) \qquad X_1 = \frac{1}{2 o_2}; \quad X_2 = \frac{1}{2 o_1} \text{ ist.}$$

Weicht die Mastform von einem Pyramidenstumpf wesentlich ab, ist also

$$\frac{o_1}{\alpha_1} \gtrless \frac{o_2}{\alpha_2},$$

so können die Eckständer auf ihre ganze Länge nicht spannungsfrei bleiben.

Die Form (Abb. 7)

$$A_s = \frac{2}{EF} \sum \left(\frac{X_1 h_1}{b_1} - \frac{X_2 h_2}{b_2}\right) s$$

führt, wenn man $h_1 = h_2$ nimmt, was bei den vielfeldrigen Masten zulässig erscheint, und die Summe als Integral auffaßt, für die in zwei Eckständern aufgespeicherte Formänderungsarbeit zu:

Abb. 7.

$$(20) \qquad \begin{cases} A_s = \dfrac{X_1^2}{2 \alpha_1^2 E} \sum \dfrac{1}{F'} \left[l' - \dfrac{o_1}{\alpha_1} \cdot \ln \dfrac{u_1'}{o_1'} + \dfrac{o_1^2 l'}{o_1' u_1'}\right] + \dfrac{X_2^2}{2 \alpha_2 E} \sum \dfrac{1}{F'} \left[l' - \dfrac{o_2}{\alpha_2} \cdot \ln \dfrac{u_2'}{o_2'} + \dfrac{o_2^2 l'}{o_2' u_2'}\right] \\ \qquad - \dfrac{X_1 X_2}{E} \sum \dfrac{1}{F'} \left[\dfrac{l'}{\alpha_1 \alpha_2} + \dfrac{o_1^2}{2 \alpha_1^2 (\alpha_1 o_2 - \alpha_2 o_1)} \cdot \ln \dfrac{u_1'}{o_1'} + \dfrac{o_2^2}{2 \alpha_2^2 (\alpha_2 o_1 - \alpha_1 o_2)} \cdot \ln \dfrac{u_2'}{o_2'}\right]. \end{cases}$$

Schreibt man die Formänderungsarbeit in der Form

$$A = X_1^2 M + X_2^2 N - 2 X_1 X_2 O, \tag{21}$$

so führt die Forderung des Minimums der Formänderungsarbeit zu

$$\left\{\begin{aligned} X_1 &= \frac{o_1 O + o_2 N}{o_1^2 M + o_2^2 N + 2 o_1 o_2 O} \\ X_2 &= \frac{o_2 O + o_1 M}{o_1^2 M + o_2^2 N + 2 o_1 o_2 O}. \end{aligned}\right. \tag{22}$$

X_1 und X_2 können also, je nachdem man sich nur mit einer Abschätzung begnügt oder in den Ausdruck (Gl. 20) für A nur das in der Hauptsache entscheidende A_s oder auch A_d und A_b mit hereinnimmt, mit beliebig großer Schärfe berechnet werden.

Aus X_1 und X_2 lassen sich die Teilbeträge der Formänderungsarbeit errechnen, und daraus bestimmt sich, da bisher immer je eine Schmal- und Breitseite betrachtet wurde, der gesuchte Winkel τ zu

$$\tau = 2\,[A_d + A_b + A_s\,(+\,A_r)]. \tag{23}$$

In der runden Klammer ist noch ein Ausdruck A_r beigefügt, der ähnlich wie beim gleichwandigen Mast zu berücksichtigen hätte, daß die Momentenpunkte o_1 o_2 (Abb. 7) wechselweise auf verschiedener Höhe liegen. Man wird diesen Ausdruck wohl vernachlässigen können, er tritt auch beim gleichwandigen Mast gegen A_d und A_b zurück. Will man ihn berücksichtigen, so kann man ihn etwa mit

$$A_r = \frac{X_1^2 o_1^2}{E} \sum \frac{1}{F' \operatorname{tg}^2 \delta_1} \cdot \frac{l'}{o_1' u_1'} + \frac{X_2^2 o_2^2}{E} \sum \frac{1}{F' \operatorname{tg}^2 \delta_2} \cdot \frac{l'}{o_2' u_2'} \tag{24}$$

ansetzen. Die beiden Summanden werden für den Mast mit Pyramidenstumpfform einander gleich.

Damit sind nun Ausdrücke gewonnen, welche für die gebräuchlichen Mastformen die Mastkonstanten δ und τ auf verhältnismäßig einfache Weise zu berechnen gestatten, und die vor allem die Versuchsrechnung zur Festlegung der Querschnitte erleichtern.

C. Die Seilgleichung.

Die Gegenwirkung der Seile ist wesentlich durch das Verhältnis $\frac{\Delta H}{\Delta x}$, der Änderung der Seilspannung abhängig von einer Änderung der Spannweite charakterisiert. Die Seilgleichung läßt sich in der Form schreiben

$$\frac{1}{24} \cdot \frac{p^2 x^3}{H^2} = l - x + x\,\vartheta\,(t - t_0) + \frac{H \alpha l}{q}, \tag{25}$$

in der H den Seilzug,
q den Seilquerschnitt,
p das Seilgewicht auf die Längeneinheit,
x die Spannweite,
l die Länge des ungespannten Seiles bei der Temperatur t_0,
α die Dehnzahl,
ϑ die Wärmedehnzahl

bedeuten. l ist dabei leicht aus den Ausgangswerten von x, H, p und q zu berechnen, oder auch aus Tabellen (z. B. Kusineen, ETZ. 1925, S. 989) zu entnehmen. Für den vorliegenden Zweck fallen Temperaturänderungen außer Betracht. Die Ausgangsgleichung lautet also einfacher

$$\frac{1}{24} \cdot \frac{p^2 x^3}{H^2} = l - x + \frac{H \alpha l}{q}. \tag{26}$$

Bezeichnet man $l - x$ mit d, so errechnet sich bei verändertem H Δx aus

$$\Delta x = d + \frac{H \alpha l}{q} - \frac{1}{24} \cdot \frac{p^2 x^3}{H^2}. \tag{27}$$

Für x ist dabei die Ausgangsspannweite zu setzen. Diesen Wert von Δx kann man noch verbessern, wenn man in die rechte Seite von Gl. 27 $x + \Delta x$ statt x einsetzt. Bei straff gespannten Erdseilen ist für die in Betracht kommenden Intervalle ΔH annähernd eine lineare Funktion von Δx und $\frac{\Delta H}{\Delta x}$ kann ersetzt werden durch

$$\frac{dH}{dx} = \frac{H}{N} = w, \tag{28}$$

wobei

$$N = 2d + 3\frac{H \alpha l}{q} \text{ ist.}$$

Eine allgemeine Entwicklung von ΔH als Potenzreihe von Δx ist wegen der schlechten Konvergenz dieser Reihe nicht zu empfehlen. Um zu entscheiden, ob die $(H, \Delta x)$ Funktion genügend genau linear angenommen werden darf, zeichnet man sich am besten einige Punkte nach Gl. 27 auf. Einen Anhalt gibt auch die zweite Ableitung

$$\frac{d^2 H}{d x^2} = \frac{3H}{N^2}\left(1 - \frac{\alpha l H}{q N}\right). \tag{29}$$

D. Wirkung einer Einzelkraft auf eine straff verspannte Mastengruppe.

Nunmehr sind die Voraussetzungen zur Lösung der Hauptaufgabe, der Berechnung der Gegenwirkung geklärt, und es möge zuerst folgender vereinfachte Fall betrachtet werden, der durch Abb. 8 veranschaulicht ist. Zwischen zwei als vollständig steif gedachten Abspannmasten

Abb. 8.

befinden sich n Tragmaste, die durch ein gleichmäßig gespanntes Seil verbunden seien. An einem der Maste greife eine Kraft P in Leitungsrichtung an. Durch das Seil werden die Nachbarmaste zur Mitwirkung herangezogen. Zunächst sei $\frac{\Delta H}{\Delta x}$ als konstant vorausgesetzt und mit w bezeichnet, die Lösung führt dann auf lineare Differenzengleichungen. Beziffert man die Masten beiderseits steigend von den Abspannmasten mit ν, und bezeichnet man die Auslenkung der ν Mastspitze mit y_ν, so gilt (mit Ausnahme des Mastes, an dem P angreift) die Differenzengleichung

$$w\,\Delta^2 y_\nu = \frac{y_\nu}{\delta},$$

wenn δ wie früher die Ausbiegung des unverspannten Mastes unter der Last eins ist, oder kürzer geschrieben

$$\Delta^2 y_\nu - k\,y_\nu = O,$$

wenn man $\frac{1}{w\,\delta}$ mit k zusammenfaßt. Die Differenzengleichung hat die allgemeine Lösung

$$v_\nu = C_1 (q_1)^\nu + C_2 (q_2)^\nu,$$

q hängt nur von k ab

$$q_{1,\,2} = \frac{2 + k \pm \sqrt{(2+k)^2 - 4}}{2}; \quad q_1 = \frac{1}{q_2} = q.$$

Die Bedingung $y_o = O$ (Abspannmast fest) liefert

$$C_1 = -C_2,$$

so daß als Lösung verbleibt

$$y_\nu = C\left(q^\nu - q^{-\nu}\right),$$

wofür man besser schreibt

$$y_\nu = C \operatorname{Sin} \nu\,\varphi; \qquad \varphi = \ln q.$$

Die Konstante C ist natürlich verschieden, je nachdem man sich von der rechten oder linken Seite dem Angriffsmast nähert. Nun sei der Angriffsmast der a^{te} in Kraftrichtung gezählt, der b^{te} von der entgegengesetzten Seite, dann findet man aus dem Kräftegleichgewicht am Angriffsmast

$$\begin{aligned} P &= y\,w\left(k + 2 - \frac{\operatorname{Sin}(a-1)\,\varphi}{\operatorname{Sin} a\,\varphi} + \frac{\operatorname{Sin}(b-1)\,\varphi}{\operatorname{Sin} b\,\varphi}\right) \\ &= y\,w\,[k + 2 + \operatorname{Sin}\varphi\,(\operatorname{Ctg} a\,\varphi - \operatorname{Ctg} b\,\varphi)]. \end{aligned} \tag{30}$$

Ist $a = b$, liegt also der Angriffsmast in der Mitte, so ist die Auslenkung unabhängig von der Mastenzahl, und zwar

$$y = \frac{P}{w\,(k+2)}.$$

Der unverspannte Mast biegt sich um $y_o = P\,\delta$ aus. Der Quotient

$$\frac{y}{y_o} = \frac{k}{k+2} \tag{31}$$

gibt an, um wieviel die Mastbeanspruchung durch die Verspannung vermindert wird.

Bei einem Seilriß greifen an zwei Nachbarmasten zwei entgegengegengesetzt gleiche Kräfte an (Abb. 9). In der Mitte einer vielfeldrigen Leitung wird dann die Durchbiegung

$$y = \frac{P}{w\,(k+2)}\left(1 - \frac{1}{q}\right). \tag{32}$$

Abb. 9.

Etwas ungünstiger wirkt ein Seilriß in einem Endfeld, die Durchbiegung wird (vielfeldrige Leitung wieder vorausgesetzt)

$$y = \frac{P}{w\,(k+2) + 1/q}. \tag{33}$$

Greift die Kraft P wesentlich unterhalb des Angriffspunktes der Erdseile an (Abbild. 10), so bestimmt sich y aus denselben Gleichungen 30 bis 33, nur daß statt P die nach der Mastspitze verlegte $P' = P \cdot \frac{\delta_{op}}{\delta}$

Abb. 10.

zu setzen ist, δ_{op} ist die Auslenkung der unverspannten Mastspitze unter $P=1$.

Zur Berechnung der Beanspruchung ist dann außer P noch

$$S=\frac{P\,\delta_{op}-y}{\delta}$$ anzusetzen.

Die allgemeinere Aufgabe, ein Mast unter der Wirkung einer außermittigen Kraft P, der durch zwei oder mehr Erdseile gegen Biegung und Verdrehung verspannt ist (Abb. 11), läßt sich nun ohne Mühe lösen. Man berechnet die Biegung und Verdrehung je für sich. Für die Biegung ist in den obigen Gleichungen naturgemäß unter H die Summe aller Erdseilzüge zu verstehen. Für die Verdrehung gelten dieselben Gleichungen, wenn man

Abb. 11.

δ durch τ
y „ η (Drehwinkel der Erdseiltraverse)
P „ Pp
w „ $\dfrac{d\,M\,e}{d\,\eta}=2\,e^2\cdot\dfrac{d\,H}{d\,x}$ ($H=$ Zugkraft eines Erdseils)

ersetzt.

E. Der Seilzug beim Reißen eines Leiterseiles.

Der oben mit P bezeichnete Seilzug ist nun nicht gleich der Spannung eines ungerissenen Leiterseiles, sondern infolge des Auspendelns der Hängeketten kleiner. Bei der leichten Beweglichkeit der Kette kann man vom Einfluß der Verschiebung der Kettenaufhängepunkte absehen. Der Seilzug kann wohl nur graphisch ohne allzu großen Zeitaufwand bestimmt werden.

Abb. 12.

Eine näherungsweise Berechnung gibt folgende Überlegung. Denkt man sich den linken Endpunkt von S_1 fest (Abb. 12), also die Hängekette 2 lotrecht bleibend, und bestimmt unter diesen Umständen das Auspendeln von l und den Seilzug, so erhält man ihn zweifelsohne zu klein (H_1). Denkt man sich anderseits den Horizontalwiderstand sämtlicher Hängeketten außer l weg, nimmt also an deren Stelle widerstandslose Rollen oder unendlich lange Ketten an, so ergibt sich die Seilspannung und die Auspendelung von l zu groß (H_2). Das Mittel aus H_1 und H_2 gibt, wie Vergleichsrechnungen zeigen, bis auf wenige Prozent genau die richtige Spannung.

H_1 ist der Schnittpunkt der Seilzugskurve (Abb. 13) a, $H=f\,(\Delta x)$ und der Kurve der Auspendelungskraft der Hängekette b, der Beziehung

$$\Delta x=l\sin\operatorname{artg}\frac{H}{G},$$

wobei l die Länge der Hängekette, G das auf diese wirkende Gewicht (halbe Seil- + halbe Hängekettenlast) bedeutet.

Abb. 13.

Abb. 14.

H_2 findet sich als Schnittpunkt der a- und der b/n-Kurve (Abb. 13), das ist der Kurve, die aus der b-Kurve durch Reduktion von deren Abszissen auf den $n$ten Teil besteht, wobei n die Felderzahl bis zum nächsten Abspannmast darstellt. Die Begründung liegt darin, daß die Seilspannung nach Voraussetzung in allen Feldern dieselbe ist, x sich also gewissermaßen auf n Felder gleichmäßig austeilt.

Eine genauere Berechnung läßt sich, ebenfalls graphisch, schrittweise vornehmen. Man geht aus von der Berechnung von H_1 und der Auspendelung der 1. Kette Δx_1, das nunmehr mit $\Delta x_1'$ bezeichnet sei, wie oben. Nun denkt man sich $\Delta x_1'$ fest und die Kette 3 lotrecht und bestimmt unter diesen Annahmen die Auspendelung $\Delta x_2'$. Dieses $\Delta x_2'$ denkt man sich nun fest und bestimmt unter Annahme Hängekette 4 fest $\Delta x_3'$. So geht man schrittweise bis zum Abspannmast. Die so bestimmten $\Delta x'$ bilden noch keine Gleichgewichtslage. Man fängt nun wieder von vorn an und bestimmt $\Delta x_1''$ unter der Annahme $\Delta x_2'$ fest. Dann bestimmt man $\Delta x_2''$ unter der Annahme des neuen rechten und des alten linken Δx, usw. $\Delta x_3''$, $\Delta x_4''$ ... Die Lagen $\Delta x''$ kommen der Endlage schon recht nahe, man kann die Genauigkeit durch weitere Reihen $\Delta x'''$, $\Delta x''''$ so weit steigern als man will, die Δx nähern sich mit jeder Reihe von unten her der Endlage immer mehr. Praktisch liefert die zweite Reihe, von der mit den ersten beiden Gliedern $\Delta x_1''$ und $\Delta x_2''$ schon die in Frage stehende Seilspannung gegeben ist, schon ausreichend genaue Werte. Die Einzelschritte bestimmen sich graphisch, für die Hängeketten von 2 ab hat man eine andere Kurve b zu benutzen, da sie außer mit ihrem halben Eigengewicht mit einer vollen Seillast belastet sind.

Eine weitere Methode ist noch denkbar. Von der zweiten Hängekette ab sind die Auspendelungen der Hängeketten klein. Die Beziehung zwischen Hängekettenauslenkungskraft und Δx, sowie von Seilzug und Spannweite kann genau genug linear angenommen werden. Man kann also die Wirkung einschl. Hängekette 2 ähnlich wie oben mit linearen Differenzengleichungen auf einen zusammengefaßten Ausdruck bringen, in linearer Abhängigkeit von Δx_2 und von da aus dann nur mit einem Schritt graphisch zum Ziele gelangen. Da jedoch die zuerst gegebene Näherungsmethode für die praktischen Fälle ausreichen dürfte, erübrigt sich eine eingehendere Darlegung.

Methoden, ähnlich wie die angedeuteten, können auch für die Gegenwirkung der Erdseile verwendet werden, wenn die Seile so wenig straff gespannt sind, daß man die Funktion $\Delta H=f\,(\Delta x)$ nicht mehr genügend genau als linear annehmen kann.

Oben war nachgewiesen, daß die Gegenwirkung am geringsten ist, wenn der Seilriß im Endfeld erfolgt. Aus den vorhergehenden Betrachtungen ergibt sich, daß auch die Kraft P bei Seilbruch im Endfeld am größten wird. Ein Seilriß im Endfeld ist also in doppelter Hinsicht als am ungünstigsten in Rechnung zu setzen.

Nun wird die Seilspannungsfunktion $H=f\,(\Delta x)$ nur in den beiden der Angriffstelle unmittelbar benachbarten Feldern merklich von der Geraden abweichen. Aus den errechneten v kann man diese Abweichung von der a-Kurve leicht feststellen und eine bessere Näherung erhalten, wenn man die Abweichung A (Abb. 14) von P in Abzug bringt, oder wenn man statt dem oben errechneten

$$y_1:y_1\cdot\frac{P-A}{P}\text{ in Rechnung setzt.}$$

Damit ist die Frage der Gegenwirkung des durch außermittige Erdseile verspannten Mastes — wenigstens abgesehen von der Schwingungsfrage — geklärt.

Ist die Mastenreihe nur durch ein mittiges Erdseil verspannt, so besteht nur eine kräftige Gegenwirkung gegen Ausbiegung durch das Erdseil. Ungleich geringer ist die Wirkung der an den Hängeketten nur lose befestigten Leiterseile gegen Verdrehung. Dadurch, daß man den Mast — etwa durch die Ausbildung in der Form eines schmalen Rechtecks — außerordentlich weich macht, könnte man diese Gegenwirkung jedoch zu einer ins Gewicht fallenden Höhe steigern. Aus den genannten Berechnungsmethoden läßt sich auch für diesen Fall ein graphisches Verfahren entwickeln, das jedoch wegen der Hängeketten und der starken Abweichung der Seilgleichung der wenig straffen Leiterseile von der Geraden nicht mehr sehr einfach ist. Da jedoch solche weiche Masten in der Praxis wohl kaum besondere Vorliebe finden werden, kann von der Entwicklung dieser Verfahren hier Abstand genommen werden.

Die obigen Betrachtungen beziehen sich alle auf den rein statischen Zustand, der eintritt, wenn das System aus Masten und Seilen zur Ruhe gekommen ist. Nun wird jedoch der Vorgang durch eine Schwingung eingeleitet, bei der Seile und Maste über ihre Endlage hinauspendeln und dadurch erhöht beansprucht werden.

Dr. Gauster hat (Elektro-Journal, August 1926) die Schwingungen, die nach einem Seilriß auftreten, untersucht und die Vergrößerung der Beanspruchung gegenüber der statischen rechnerisch abgeleitet. Er berücksichtigt dabei allerdings nur die longitudinalen Seilschwingungen. In Wirklichkeit treten jedoch noch ungleich langsamer verlaufende transversale Schwingungen des Seiles auf. Es ist jedoch kaum anzunehmen, daß der Vergrößerungsfaktor für diese transversalen Schwingungen wesentlich ungünstiger ist wie für die Längsschwingungen, und man wird also sicher genug rechnen, wenn man ihn im Mittel mit 1,5 in Rechnung setzt. Bei der Wichtigkeit der Sache wäre es sehr zu empfehlen, diesen Faktor durch Versuche festzustellen, was nach den von Dr. Gauster angewandten Methoden ohne allzu große Mühe möglich ist.

Landschaftsschutz und Leitungsbau.[1]

Von Direktor Dipl.-Ing. P. Sturzenegger, Zürich.

Mit der gewaltigen Entwicklung in der Verwertung elektrischer Energie, mit deren Übertragung aus den Krafterzeugungsstellen in die Verwendungszentren und mit der in großem Maße eingesetzten Elektrifizierung der Vollbahnen kamen naturgemäß anfangs Anlagen zustande, welche auf die Unterordnung in das Landschaftsbild recht wenig Rücksicht nahmen, und wobei sowohl bei der Trassierung wie beim Bau der Tragwerke nur wirtschaftlichen Fragen bestimmend waren. Während die Holzgestänge der Schwachstromanlagen von unserer Generation stillschweigend hingenommen wurden, begann der Einspruch von Heimatschutz-Organisationen gegen die großen Übertragungsleitungen zu dem Zeitpunkte, wo deren Zahl sich in verkehrsdichten Gegenden mehrte. Wenn auch ziemlich allgemein anerkannt wird, daß sich eine neuzeitliche Hochspannungsleitung bei sorgfältiger Trassierung und Ausführung weit unauffälliger im Landschaftsbilde einordnet, als die Leitungen mit nahestehenden Holzmasten mit ihrer großen Zahl weithin leuchtender Isolatoren, so entbehrten solche Einsprüche häufig nicht einer gewissen Berechtigung. Kahlschlag oder Waldschneisen in naturschönen Gegenden oder brutale Leitungsdurchführung durch geschichtlich bedeutsames Gelände oder Ansammlung mehrerer Leitungen bei Geländehindernissen in verkehrsdichten Gegenden müssen unbedingt vermieden werden. Dabei kamen dann bei an sich berechtigtem Verlangen nach Schutz der Landschaft allerdings auch Übertreibungen vor, die sich in so weitgehenden Anforderungen an geplante Leitungen äußerten, daß eine wirtschaftliche Anlage alsbald in Frage gestellt war. Solche Einsprüche können wohl eine Hemmung, nie aber ein Aufhalten der natürlichen Entwicklung der Technik bedeuten. Es muß sich daher darum handeln, daß der schaffende Ingenieur sich berechtigten Forderungen unterzieht, anderseits aber müssen die staatlichen Behörden den Schutz der Wirtschaft vor übertriebenen Forderungen solcher Heimatschutzverbände übernehmen. In ebenen Geländeverhältnissen, wie Tiefländer sie bieten, wird eine neuzeitliche Übertragungsleitung verkehrsdichte Gegenden mit Städten und Ortschaften, Bahnanlagen, Straßenzügen und Wasserwegen soweit als möglich meiden. In freiem Gelände ist vorab Waldbestand zu schonen. Wie eine solche Leitung sich gut in das Landschaftsbild einordnet, zeigt Abb. 1 in einer Übertragsleitung in Deutschland, während Abb. 2 die Berechtigung zur Ablehnung einer Häufung elektrischer Leitungen beweist, wo trotz guter Formgebung der Einzeltragwerke eine Störung des Landschaftsbildes eintritt. Gute Einordnung zeigt anderseits wieder Abb. 3, die ein Tragwerk aus der Schweizer Albula-Übertragungsleitung darstellt in Form eines Sondermastes in einem an Naturschönheiten reichem Hochgebirgsgelände.

Abb. 1.

Abb. 2.

Abb. 3.

Abb. 4.

Abb. 5.

[1] Die Abbildungen sind entnommen aus dem Werke des Verfassers „Maste und Funktürme aus Stahl“, das demnächst im Verlage von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin, erscheinen wird.

Die dem weiten Leiterbild großer Spannweiten angepaßte Formgebung des Tragwerkoberteils läßt das Bestreben der Anpassung des schaffenden Ingenieurs erkennen. Auch der in Abb. 4 dargestellte Rahmenmast einer

Abb. 6.

60-kV-Übertragungsleitung der S. B. B. im Tessin zeigt mit dem Mittel sorgfältiger Formgebung erzielte gute ästhetische Wirkung der Leitung im Gelände. Weiterhin kann durch Färbung recht viel zu dieser verlangten Unterordnung beigetragen werden. Neben der Farbtönung der Tragwerke sind es besonders die Isolatoren, welche recht häufig erst die Tragwerke auffällig machen, vorab wenn es sich um weiße Porzellankörper handelt. Fraglich bleibt aber, ob bei Anlagen im Hochgebirge die Farbtönung sich der Farbe des Sommers oder des Winters anpassen soll. Die Erfahrungen zeigen, daß die Farbtönung an sich weniger bedeutend ist als ihre Einheitlichkeit, eine Einheitlichkeit, die sich über das ganze Tragwerk einschl. Isolatoren erstrecken sollte. So wirken beispielsweise Weitspannanlagen, in Aluminiumleiter aufgehängt, mittels mattgrauer Isolatoren an voll verzinkten Stahltragwerken nach kurzer Zeit überaus ruhig.

In der Grundsätzlichkeit einfach, in der Einzelanordnung aber häufig recht schwierig ist die Trassierung von Weitspannleitungen im Hügelgebiet, wie es beispielsweise das Schweizer Mittelland oder gewisse Gebiete Österreichs darstellen. Technische Forderungen, wie die Vermeidung von Kreuzungen mit Straßen, Bahnen, Telephon- und Telegraphenleitungen sowie wirtschaftliche Gesichtspunkte, welche geringe Kosten der Erwerbung der Durchgangsrechte bedingen, führen in verkehrsarme Gebiete, womit gleichzeitig die Leitung der steten Sicht entzogen wird. Abb. 5 zeigt ein Tragwerk einer dermaßen geführten Leitung, vom österreichischen Ruetzwerk ausgehend.

Die Fernleitungen im Hochgebirge werden recht häufig durch Anlage der Leitung längs Paßübergängen mit ihren Anschlußrampen in ausgesprochenen Alptälern der Sicht weitgehend entzogen. Wo freiliegende Standorte von Tragwerken auf Felsköpfen und an Felsabhängen vorkommen, wirkt die Anlage als Sinnbild sieghafter Technik auf den Beschauer meist recht günstig. Wie solche Standorte häufig gewählt werden müssen, zeigt Abb. 6 mit einem Stahlmast der Übertragungsleitung Amsteg-Immensee (Schweiz), wo längs dem an Naturschönheiten reichen Vierwaldstättersee die Weitspannleitung über die Berge des großen und kleinen Axen verwiesen wurde. Zusammenfassend darf gesagt werden, daß beim ernstlichen Willen zu guter technischer Ausbildung eine befriedigende Lösung meist erzielt werden kann. Auch wo die Leitung sich dem Blick nicht ganz zu entziehen vermag, kann von einer wesentlichen Störung der Naturschönheiten und Unterordnung der Anlage im Landschaftsbild nicht gesprochen werden.

Zur Berechnung von Flechtwerkträgern.

Von Dr.-Ing. **H. Buchenau**, Rendsburg.

(Schluß aus Heft 11.)

2. Stabkräfte.

Die Pfostenkräfte des m^{ten} Seitenfachwerks berechnen sich mit den Bezeichnungen der Abb. 10 zu

$$(21)\quad \left\{\begin{aligned} \overline{P}_{im} &= \frac{1}{\cos\psi}\cdot\frac{M_{i-1\,m}}{a_{i-1}} \\ &= \frac{1}{\cos\psi}\cdot\frac{\frac{1}{\cos\varphi'}\cdot\frac{1}{n}\cdot M_i\cdot 2\sin\left(\varphi_m+\frac{\pi}{n}\right)}{2\,r_{i-1}\cdot\sin\frac{\pi}{n}} \\ &= \frac{1}{\cos\varphi}\cdot\frac{V_{i-1}^{\max}}{2}\cdot\frac{\sin\left(\varphi_m+\frac{\pi}{n}\right)}{\sin\frac{\pi}{n}} \end{aligned}\right.$$

$$(22)\quad \overline{P}'_{im} = -\overline{P}_{i+1\,m}$$

Mit Rücksicht auf das oben über die Grenzpfosten Gesagte berechnen sich hiernach die Pfostenkräfte des Flechtwerkträgers in den einzelnen Bereichen zu

$$(23)\quad P_{im} = \overline{P}_{im} + \overline{P}_{im-1} = \frac{1}{\cos\varphi}\cdot V_{i-1}^{\max}\cos\varphi_m \text{ für } 0 \leqq \varphi_m \leqq \frac{\pi}{n}$$

$$(24)\quad P_{im} = \overline{P}_{im} + \overline{P}'_{im-1} = \frac{1}{\cos\varphi}\cdot\frac{1}{2\sin\frac{\pi}{n}}\left[V_{i-1}^{\max}\sin\left(\varphi_m+\frac{\pi}{n}\right) - V_i^{\max}\sin\left(\varphi_m-\frac{\pi}{n}\right)\right] \text{ für } \frac{\pi}{n} \leqq \varphi_m \leqq \pi - \frac{\pi}{n}$$

$$(25)\quad P_{im} = \overline{P}'_{im-1} + \overline{P}'_{im} = \frac{1}{\cos\varphi}\cdot V_i^{\max}\cos\varphi_m \text{ für } \pi - \frac{\pi}{n} \leqq \varphi_m \leqq \pi,$$

Abb. 10.

in welchen Formeln bei der Ausrechnung und im Ergebnis Zugkräfte als positive, Druckkräfte als negative Werte einzusetzen sind bezw. erscheinen.

In denselben Bereichen berechnen sich die Größtwerte zu

$$(26)\quad P_{im}^{\max} = \frac{1}{\cos\varphi}\cdot V_{i-1}^{\max} \text{ für } \varphi_m = 0$$

$$(26\text{a})\quad \left\{\begin{aligned} P_{im}^{\max} &= -\frac{1}{\cos\varphi}\cdot \\ &\cdot\frac{1}{2\sin\frac{\pi}{n}}\sqrt{\left(V_{i-1}^{\max}\right)^2 + \left(V_i^{\max}\right)^2 - 2\,V_{i-1}^{\max}\,V_i^{\max}\cos\frac{2\pi}{n}} \\ &\qquad\text{im mittleren Bereich,} \end{aligned}\right.$$

$$(27)\quad P_{im}^{\min} = -\frac{1}{\cos\varphi}\cdot V_i^{\max} = -P_{i+1}^{\max} \text{ für } \varphi_m = \pi.$$

Von diesen Werten ist die Druckkraft $P_{im}^{\min}$ aber stets größer als die größte Druckkraft im mittleren Bereich nach Gl. 26a [4]) und die größten Pfostenkräfte treten demnach in den im Grundriß mit der Windrichtung (Y-Achse) zusammenfallenden Pfosten auf.

Von den gekreuzten Diagonalen sind wegen der vorausgesetzten Schlaffheit nur die auf Zug beanspruchten als wirksam anzusehen.[5]) Die Diagonalkräfte berechnen sich aus

$$D_{im}\cos\alpha_i + (\overline{P}_{mi} - \overline{P}_{mi+1})\cos\psi = 0$$

[4]) Denn der Wurzelwert ϱ ist nach Abb. 11 die Gegenseite des von den Seiten $V_i^{\max}$ und $V_{i-1}^{\max}$ eingeschlossenen Winkels $\frac{2\pi}{n}$ und wegen $V_i^{\max} > V_{i-1}^{\max}$ auch stets

$$2\,V_i^{\max}\cdot\sin\frac{\pi}{n} > \varrho \text{ oder } V_i^{\max} > \frac{\varrho}{2\sin\frac{\pi}{n}}.$$

Gl. 26a ist in Anwendung auf ein nur mit $H = n\,W_0$ belastetes Gasbehälterführungsgerüst übrigens identisch mit der von Müller-Breslau, Z. d. V. D. I. 1898, S. 1211 entwickelten Gl. 14 (vergl. auch Hütte III, 24. Aufl., S. 158, Gl. 186, nur gibt diese Gleichung für schlaffe Diagonalen nicht die größte Pfostendruckkraft.

[5]) Föppl, Technische Mechanik II, 5. Aufl., S. 249 ff.

zu

$$28)\quad D_{im} = \frac{1}{\cos\alpha_i}\cdot\frac{1}{\cos\varphi'}\left(V_i^{\max} - V_{i-1}^{\max}\right)\frac{\sin\left(\varphi_m + \frac{\pi}{n}\right)}{2\sin\frac{\pi}{n}}$$

und dieser Ausdruck ergibt den Größtwert

$$(29)\quad D_i^{\max} = \frac{1}{\cos\alpha_i}\cdot\frac{1}{\cos\varphi'}\cdot\frac{V_i^{\max} - V_{i-1}^{\max}}{2\sin\frac{\pi}{n}}$$

für $\varphi_m = \frac{\pi}{2} - \frac{\pi}{n}$, d. h. in demjenigen Seitenfachwerk, dessen Riegel der Windrichtung parallel ist und das die größte Gesamtbelastung $\Delta W_{im} = 2\,W_i$ erfährt.

Aus Abb. 4 und Abb. 10 ergibt sich

$$(30)\quad \operatorname{tg}\alpha_i = \cos\varphi'\sin\frac{\pi}{n}\cdot\frac{r_i + r_{i-1}}{h_i}.$$

Abb. 11.

Abb. 12.

Abb. 13.

Die Riegelkräfte berechnen sich z. B. aus

$$S_{im} + W_{im} + D_{im}\sin\alpha_i - (\bar P_{i+1\,m} - \bar P_{im})\sin\psi = 0$$

mit Hilfe der Gl. 2, 21, 22 u. 28 zu

$$S_{im} = -\left[W_i\cdot\frac{\cos\left(\frac{\pi}{n} - \varphi_m\right)}{\sin\frac{2\pi}{n}} + (\operatorname{tg}\alpha_i - \operatorname{tg}\psi)\frac{1}{\cos\varphi'}\left(V_i^{\max} - V_{i-1}^{\max}\right)\frac{\sin\left(\varphi_m + \frac{\pi}{n}\right)}{2\sin\frac{\pi}{n}}\right]$$

woraus mit

$$\operatorname{tg}\alpha_i - \operatorname{tg}\psi = \cos\varphi'\,2\sin\frac{\pi}{n}\cdot\frac{r_{i-1}}{h_i}$$

und

$$\frac{r_{i-1}}{h_i}\left(V_i^{\max} - V_{i-1}^{\max}\right) = -\operatorname{tg}\varphi\,V_i^{\max} + \frac{2\,Q_{i-1}}{n},$$

schließlich folgt

$$(31)\quad \begin{cases} S_{im} = -\left[2\sum_0^{i-1} W_i + W_i - \operatorname{tg}\varphi\,V_i^{\max}\right]\sin\left(\varphi_m + \frac{\pi}{n}\right) \\ \qquad\qquad - \dfrac{W_i}{\operatorname{tg}\frac{2\pi}{n}}\cos\left(\varphi_m + \frac{\pi}{n}\right), \end{cases}$$

worin $S_{pi} = -\left[2\sum_0^{i-1} W_i + W_i - \operatorname{tg}\varphi\,V_i^{\max}\right]$ die Stabkraft des zur Windrichtung parallelen Riegels bedeutet. Gl. 31 hat nach Abb. 12 die Größtwerte

$$(32)\quad S_i^{\max} = +\frac{W_i}{\operatorname{tg}\frac{2\pi}{n}}\ \text{für}\ \varphi_m = \pi - \frac{\pi}{n}$$

$$(33)\quad \begin{cases} S_i^{\min} = -\sqrt{\left(2\sum_0^{i-1} W_i + W_i - \operatorname{tg}\varphi\,V_i^{\max}\right)^2 + \left(\dfrac{W_i}{\operatorname{tg}\frac{2\pi}{n}}\right)^2} \\ \qquad = -\sqrt{S_{pi}^2 + \left(S_i^{\max}\right)^2}. \end{cases}$$

B. Gespreizte steife Diagonalen.

1. Stützkräfte.

Die lotrechten Stützkräfte sind unabhängig von der Art der Ausfachung der Seitenflächen und es gelten somit die oben abgeleiteten Gleichungen (11) und (12) auch hier.

Die wagerechten Stützkräfte am Stützpunkt mk (Abb. 13)

$$H_{mk} = \operatorname{tg}\varphi'\,\bar V_{mk}\ \text{und}\ H_{m-1\,k} = \operatorname{tg}\varphi'\,\bar V_{m-1\,k}$$

$$\frac{1}{2}\cdot Q_{m\,k-1} = \sin\left(\varphi_m + \frac{\pi}{n}\right)\sum_0^{k-1} W_i\ \text{und}\ \frac{1}{2}\cdot Q_{m-1\,k-1} = \sin\left(\varphi_m - \frac{\pi}{n}\right)\sum_0^{k-1} W_i$$

werden mit $\operatorname{tg}\varphi' = \operatorname{tg}\varphi\cdot\cos\frac{\pi}{n}$ zusammengefaßt nach den Richtungen R und T zu

$$(34)\quad R = \operatorname{tg}\varphi\,V_k^{\max}\cdot\cos^2\frac{\pi}{n}\cdot\cos\varphi_m + 2\sin^2\frac{\pi}{n}\sum_0^{k-1} W_i\cos\varphi_m$$

$$(35)\quad T = -\operatorname{tg}\varphi\,V_k^{\max}\cdot\cos^2\frac{\pi}{n}\cdot\sin\varphi_m + 2\cos^2\frac{\pi}{n}\sum_0^{k-1} W_i\sin\varphi_m$$

$$(36)\quad = -R\operatorname{tg}\varphi_m + 2\sum_0^{k-1} W_i\sin\varphi_m.$$

Diese Formeln gelten überall, weil das System auch unter Spannung vollkommen symmetrisch bleibt, während bei gekreuzten schlaffen Diagonalen die gedrückten jeweils ausscheiden, und die Größtwerte sind:

$$(37)\quad R^{\max} = \operatorname{tg}\varphi\,V_k^{\max}\cdot\cos^2\frac{\pi}{n} + 2\sin^2\frac{\pi}{n}\sum_0^{k-1} W_i\ \text{für}\ \varphi_m = 0$$

$$(38)\quad T^{\max} = -R^{\max} + 2\sum_0^{k-1} W_i\ \text{für}\ \varphi_m = \frac{\pi}{2}.$$

Es treten demnach zusammen auf

$$V^{\max}_{\min},\ R^{\max}_{\min}\ \text{und}\ T = 0\ \text{für}\ \varphi_m = 0\ \text{bezw.}\ \varphi_m = \pi$$

$$T^{\max},\ V = 0\ \text{und}\ R = 0\ \text{für}\ \varphi_m = \frac{\pi}{2}.$$

2. Stabkräfte.

Die Pfostenkräfte des m^{ten} Seitenfachwerks berechnen sich nach Abb. 14 zu

$$(39)\quad \bar P_{im} = \frac{1}{\cos\varphi}\cdot\frac{V_{i-1}^{\max}}{2}\cdot\frac{\sin\left(\varphi_m + \frac{\pi}{n}\right)}{\sin\frac{\pi}{n}}$$

$$(40)\quad \bar P'_{im} = -\bar P_{im}.$$

Auch hier ergibt die Überlagerung überall denselben Ausdruck

$$(41)\quad P_{im} = \frac{1}{\cos\varphi}\cdot V_{i-1}^{\max}\cos\varphi_m$$

und die Größtwerte sind

$$(42)\quad P^{\max}_{\min\,im} = \pm\frac{1}{\cos\varphi}\cdot V_{i-1}^{\max}$$

für $\varphi_m = 0$ bezw. $\varphi_m = \pi$.

Für die Diagonalkräfte gilt

$$(43)\quad D'_{im} = -D_{im}$$

und aus

$$D_{im}\cos\beta_i + (\bar P_{mi} - \bar P_{m\,i+1})\cos\psi = 0$$

Abb. 14.

folgt

$$(44)\quad D_{im} = \frac{1}{\cos\beta_i}\cdot\frac{1}{\cos\varphi'}\left(V_i^{\max} - V_{i-1}^{\max}\right)\frac{\sin\left(\varphi_m + \frac{\pi}{n}\right)}{2\sin\frac{\pi}{n}}$$

mit dem Größtwert

$$(45)\quad D_i^{\max} = \frac{1}{\cos\beta_i}\cdot\frac{1}{\cos\varphi'}\cdot\frac{V_i^{\max} - V_{i-1}^{\max}}{2\sin\frac{\pi}{n}} = -D_i'^{\min}$$

für $\varphi_m = \frac{\pi}{2} - \frac{\pi}{n}$.

Aus Abb. 4 und Abb. 14 folgt

$$(46)\quad \operatorname{tg}\beta_i = \cos\varphi'\sin\frac{\pi}{n}\cdot\frac{r_i}{h_i}.$$

Die Riegelkräfte berechnen sich z. B. aus

$$-\bar P_{i+1\,m}\sin\psi + S_{im} + D_{im}\sin\beta_i + \bar P_{im}\sin\psi + W_{im} = 0$$

$$-\bar P'_{i+1\,m}\sin\psi + S'_{im} + D'_{im}\sin\beta_i + \bar P'_{im}\sin\psi + W'_{im} = 0$$

mit den Gl. 1, 2, 38, 39, 43 und 44 zu

$$S_{im} = \frac{\sin\left(\varphi_m + \frac{\pi}{n}\right)}{\cos\varphi' \, 2\sin\frac{\pi}{n}} (\operatorname{tg}\psi - \operatorname{tg}\beta_i)\,(V_i^{\max} - V_{i-1}^{\max}) - W_{im}$$

$$S'_{im} = \frac{\sin\left(\varphi_m + \frac{\pi}{n}\right)}{\cos\varphi' \, 2\sin\frac{\pi}{n}} (-\operatorname{tg}\psi + \operatorname{tg}\beta_i)\,(V_i^{\max} - V_{i-1}^{\max}) - W'_{im}$$

woraus mit

$$\operatorname{tg}\beta_i - \operatorname{tg}\psi = \cos\varphi' \cdot \sin\frac{\pi}{n} \cdot \frac{r_{i-1}}{h_i}$$

und

$$\frac{r_{i-1}}{h_i}\left(V_i^{\max} - V_{i-1}^{\max}\right) = -\operatorname{tg}\varphi\, V_i^{\max} + \frac{2\,Q_{i-1}}{n}$$

schließlich folgt

$$(47)\quad \left\{ \begin{aligned} S_{im} &= -\left[\sum_0^{i-1} W_i + W_i - \frac{\operatorname{tg}\varphi}{2} \cdot V_i^{\max}\right] \sin\left(\varphi_m + \frac{\pi}{n}\right) \\ &\qquad - \frac{W_i}{\operatorname{tg}\frac{2\pi}{n}} \cdot \cos\left(\varphi_m + \frac{\pi}{n}\right). \end{aligned} \right.$$

$$(48)\quad \left\{ \begin{aligned} S'_{im} &= +\left[\sum_0^{i-1} W_i + W_i - \frac{\operatorname{tg}\varphi}{2} V_i^{\max}\right] \sin\left(\varphi_m + \frac{\pi}{n}\right) \\ &\qquad - \frac{W_i}{\operatorname{tg}\frac{2\pi}{n}} \cos\left(\varphi_m + \frac{\pi}{n}\right) \end{aligned} \right.$$

mit den Größtwerten (Abb. 15)

$$(49)\quad S_i^{\min} = -\sqrt{\left(\sum_0^{i-1} W_i + W_i - \frac{\operatorname{tg}\varphi}{2} V_i^{\max}\right)^2 + \left(\frac{W_i}{\operatorname{tg}\frac{2\pi}{n}}\right)^2} = -S_i'^{\max}.$$

Abb. 15. Abb. 16.

Zahlenbeispiel (Abb. 16).

Festwerte

$n = 8$	$\frac{\pi}{n} = 22^\circ\, 30'$	$\frac{2\pi}{n} = 45^\circ$
$\sin\frac{\pi}{n} = 0{,}383$	$\sin^2\frac{\pi}{n} = 0{,}146$	$\cos\varphi' \cdot 2\sin\frac{\pi}{n} = 0{,}762$
$\cos\frac{\pi}{n} = 0{,}924$	$\cos^2\frac{\pi}{n} = 0{,}853$	$\operatorname{tg}\frac{2\pi}{n} = 1$
$\operatorname{tg}\varphi = 0{,}1$	$\varphi = 5^\circ\, 40'$	$\cos\varphi = 0{,}995$
$\operatorname{tg}\varphi' = 0{,}0924$	$\varphi' = 5^\circ\, 20'$	$\cos\varphi' = 0{,}996$

Q, M, V (Gl. 11).

i	W_i	$\frac{1}{n}\cdot Q_i$	h_i	$\frac{Q_{i-1}}{n}\cdot h_i$	$\frac{M_i}{n}$	r_i	$V_i^{\max}$	$V_i^{\max} - V_{i-1}^{\max}$
0	1000	1000	—	—	—	4,0	—	—
1	500	1500	6,0	6 000	6 000	4,6	2 610	2610
2	500	2000	6,0	9 000	15 000	5,2	5 770	3160
3	500	2500	6,0	12 000	27 000	5,8	9 310	3540
4	—	—	6,0	15 000	42 000	6,4	13 110	3800

P (Gl. 26 u. 27).

i	$P_i^{\max}$	$P_i^{\min}$
1	0	— 2 620
2	+ 2620	— 5 800
3	+ 5800	— 9 360
4	+ 9360	— 13 190

Zwischenwerte

$2\sum_0^{k-1} W_i = 5000$	$2\sum_0^{k-1} W_i \cdot \sin\frac{\pi}{n} = 1910$	$2\sum_0^{k-1} W_i \cdot \sin^2\frac{\pi}{n} = 730$
$\operatorname{tg}\varphi\, V_k^{\max} = 1310$	$\operatorname{tg}\varphi\, V_k^{\max} \cdot \cos\frac{\pi}{n} = 1210$	$\operatorname{tg}\varphi\, V_k^{\max} \cdot \cos^2\frac{\pi}{n} = 1116$
$\varDelta = 3690$	$\left(2\sum_0^{k-1} W_i \cdot \sin\frac{\pi}{n}\right)^2 = 3650000$ $\left(\operatorname{tg}\varphi\, V_k^{\max} \cdot \cos\frac{\pi}{n}\right)^2 = 1460000$ $\Sigma\,()^2 = 5110000$	$\Sigma = 1846$

V, T, R (Gl. 11 bis 20).

	für $V^{\max}$	für $V^{\min}$	für $T^{\max}$	für $R^{\max}$
V	+ 13 110	— 13 110	+ 5030	+ 10 700
T	0	0	+ 3410	+ 2 880
R	+ 2 390	— 1 310	+ 1910	+ 2 260

D (Gl. 29).

i	$r_i + r_{i-1}$	$\frac{r_i + r_{i-1}}{h_i}$	$\operatorname{tg}\alpha_i$	α_i	$\cos\alpha_i$	$D_i^{\max}$
1	8,6	1,433	0,547	28° 40′	0,877	+ 3900
2	9,8	1,635	0,625	32°	0,848	+ 4890
3	11,0	1,835	0,700	35°	0,819	+ 5680
4	12,2	2,030	0,774	37° 40′	0,792	+ 6300

S (Gl. 32 u. 33).

i	$2\sum_0^{i-1} W_i + W_i$	$\operatorname{tg}\varphi\, V_k^{\max}$	S_{pi}	S_{pi}^2	$S_i^{\max}$	$(S_i^{\max})^2$	$S_{pi}^2 + (S_i^{\max})^2$	$S_i^{\min}$
0	1000	—	1000	$100 \cdot 10^4$	+ 1000	$100 \cdot 10^4$	$200 \cdot 10^4$	— 1415
1	2500	260	2240	$500 \cdot 10^4$	+ 500	$25 \cdot 10^4$	$525 \cdot 10^4$	— 2290
2	3500	580	2920	$850 \cdot 10^4$	+ 500	$25 \cdot 10^4$	$875 \cdot 10^4$	— 2960
3	4500	930	3570	$1275 \cdot 10^4$	+ 500	$25 \cdot 10^4$	$1300 \cdot 10^4$	— 3610

Verschiedenes.

Zur Frage der Deckenwahl, insbesondere bei Aufstockungen. Tragfähigkeit und Eigengewicht, Sicherheit und Schnelligkeit der Ausführung, ferner Wärme- und Schallschutz und — nicht zu vergessen — möglichst geringe Konstruktionsabmessungen dürften diejenigen Hauptpunkte sein, die neben dem — selbstverständlich — niedrigen Gestehungspreis für die Wahl eines Deckensystems bestimmend sind. Handelt es sich außerdem um die Aufstockung eines vorhandenen Gebäudes, wird besondere Sorgfalt bei dieser Wahl geboten sein: Man wird z. B. das Eigengewicht daraufhin zu prüfen haben, ob die bestehenden Wände nicht ungebührlich durch die neue Decke mehr belastet werden, man wird in der Regel u. a. auch auf möglichst schnelle und nicht verwickelte Ausführung Wert legen müssen.

Durch die Zahl der angepriesenen Deckensysteme wird diese Wahl einigermaßen erschwert: In der Hauptsache wird man unter den Massivdecken drei große Gruppen unterscheiden können: 1. die Eisenbetonplatte zwischen ebensolchen Balken oder Walzträgern, 2. die zwischen Walzträgern zu verlegende Ziegel- bzw. Hohlziegeldecke, 3. die Beton- bzw. Eisenbetonhohlkörper- oder Rippendecke, bei der man dem hohen Eigengewicht des Betons in mannigfacher, oft recht gesuchter Weise dadurch zu begegnen sucht, daß man in der Zugzone einzelne oder durchgehende Hohlräume entweder durch entsprechende Schalung oder durch das Einlegen dünnwandiger Hohlkörper aus Leichtbeton oder dergl. vorsieht.

Das erste Deckensystem hat neben gewissen Nachteilen seine unbestrittenen Vorzüge, wird bei gewissen Gebäudearten immer wieder ausgeführt werden und sei nicht weiter behandelt.

Die Ziegel- und vor allem die Hohlziegeldecken haben alle guten Eigenschaften der Betonmassivdecken, vermeiden jedoch eine Reihe von Nachteilen derselben: Insbesondere haben sie ein erheblich geringeres Eigengewicht, können mit gleicher Bauhöhe also weiter gespannt werden, sind im Gegensatz zu jenen schall- und wärmeisolierend, können in der Regel wohl auch früher ausgeschalt werden.

Von den verschiedenen Eisenbetonhohldecken ist die Mehrzahl nach mehr oder weniger kurzer Lebensdauer wieder der verdienten Vergessenheit anheimgefallen. Eine beschränkte Anzahl hat sich erhalten und darf als geeignet bezeichnet werden, in gewissen Sonderfällen zur Anwendung zu kommen. Der Möglichkeit sehr großer Spannweiten steht der Nachteil großer Konstruktionshöhe entgegen, die Ausführung ist nicht immer ganz einfach und erfordert sachkundige Sonderarbeiten, der Preis ist deshalb und auch aus anderen Gründen oft ziemlich hoch. Jedenfalls wird man dort, wo sie nach Lage des Falles an sich wohl in Frage kommen können, kritisch und sachverständig ihre Vor- und Nachteile gegeneinander abzuwiegen haben. — Als eine solche sachverständige Würdigung kann es nun auf keinen Fall bezeichnet werden, wenn z. B. in der Baubeschreibung einer Turnhallenaufstockung [1]) in bezug auf die Wahl des Deckensystems folgendes gesagt wird:

„Es kam hier darauf an, eine Decke mit möglichst geringer Konstruktionshöhe und ebener Unteransicht herzustellen. Die Konstruktion mußte so beschaffen sein, daß eine Geräuschübertragung durch die Decke auf die darunter gelegene nach Möglichkeit eingeschränkt würde. Aus diesem Grunde wurden Eisenbetonhohldecken (Rippendecken) . . . . . . gewählt.“

Der Preis wird mit 39 R.-M. je m² angegeben. Das dürfte sich jedoch nur auf die reine Eisenbetonkonstruktion ohne Hohlkörper und Belag beziehen. Über den Gesamtpreis ist bedauerlicherweise nichts gesagt. Im folgenden wird sich Gelegenheit bieten, auch auf diesen Punkt einzugehen. Daß Eisenbeton in bezug auf Geräuschübertragung so ungünstig wie möglich dasteht, sollte doch wohl heute nicht mehr bestritten werden können. Daß die angewandte Eisenbetonkonstruktion große Deckenhöhe bedingt, versteht sich von selbst.

Das Grundsätzliche des Falles rechtfertigt wohl ein näheres Eingehen auf ihn:

Die Konstruktionshöhen der ausgeführten Eisenbetonrippendecken betragen: Für die Zwischendecke einschl. der Fußbodenkonstruktion und einschl. des Deckenputzes rd. 77 cm; für die obere Decke, die gleichzeitig als massives Betonsatteldach ausgebildet ist, an der höchsten Stelle 90 cm.

Bei der in Rede stehenden Turnhallenaufstockung der 8. Gemeindeschule zu Berlin-Schöneberg handelt es sich um eine zu überspannende Fläche von 11,97 · 24,19 = rd. 290 m². Da gerade in Berlin eine besonders große Zahl umfangreicher Ausführungen von Hohlsteindecken [2]) vorliegt, sei eines der bekanntesten Systeme dieser Art, die auch in einer ganzen Reihe von Spielarten vorkommende, oft erprobte Kleinesche Ziegelhohlstein-Trägerdecke hinsichtlich der erforderlichen Höhen- und Eigengewichte in Vergleich mit der hier verwendeten Rahmenzellendecke gesetzt.

[1]) Reichenbach: Die Turnhallenaufstockung der 8. Gemeindeschule in Berlin-Schöneberg. „Deutsche Bauzeitung“ 1927, Heft 62.

[2]) Über Hohlsteindecken vergl. u. a. den Aufsatz in „Deutsche Bauzeitung“ 1927, Heft 69/70: Neues Gesundheitsamt in Hamburg, wo über das Ergebnis der Untersuchungen in bezug auf die Isolierfähigkeit von Steineisendecken berichtet wird.

Ferner „Beton und Eisen“ 1925, Heft 14: Roll, Kritische Betrachtungen über Hohlsteindecken.

I. Ausgeführte Rahmenrippendecke:

Abb. 1.

a) Zwischendecke (Abb. 1)

Platte 11 · 24		264 kg/m²
Rippen $0{,}19 \cdot 0{,}60 \cdot 1{,}00 \cdot \frac{1{,}00}{0{,}79} \cdot 2400$		346 „
2 cm geglühter Sand einschl. Betonrippen	40 kg/m²	
Ölpapierlage	5 „	
2 cm Estrich aus Kieselgur und Zement auf Drahtunterlage	60 „	
7 mm Korklinoleum	5 „	
Unterdecke aus Schilfrohr einschl. Putz	30 „	
Zuschlag für eingebaute Pohlmannsche Rahmenzellen	30 „	170 „
		780 kg/m²

Konstruktionshöhe 71 cm. Eigenlast 780 kg/m².

Abb. 2.

b) Dachdecke (Abb. 2)

Platte 11 · 24		264 kg/m²
Rippen $(0{,}19 \cdot 0{,}50 + 0{,}10 \cdot 0{,}22) \cdot 1{,}0 \cdot \frac{1{,}00}{0{,}79} \cdot 2400$ . .		356 „
Unterdecke wie nebenstehend	30 kg/m²	
Zuschlag für Pohlmannsche Rahmenzellen	30 „	
Bitumitektabdichtung	15 „	
Holzplanken 2,5 cm dick	30 „	
Längsbalken 4 · 16 + 2 · 4 · 5 cm stark .	75 „	180 „
		800 kg/m²

Konstruktionshöhe 83,5 cm. Eigenlast 800 kg/m².

II. Im vorliegenden Fall zweckmäßig auszuführende 15 cm starke Kleinesche Hohlsteindecke mit Eiseneinlagen zwischen DIN I 60 in 2,4 m Abstand (Abb. 3)

Steine 15 · 10 + 10%		165 kg/m²
Zuschlag für sonstige Deckenstoffe (wie bei Abb. 1)		170 „
Träger geschätzt I 60 . . .	200 kg/lfdm	
Stelzung 0,25 · 0,45 · 2200 . .	248 „	
	$448 \text{ kg/lfdm} \cdot \frac{1{,}00}{2{,}40}$ =	190 „
		525 kg/m²

Konstruktionshöhe 60 cm. Eigenlast 525 kg/m².

Trägergewicht je Decke:

I 60 9 St. 13 m lang $G = 9 \cdot 13 \cdot 200 = 23500$ kg

Dem toten Gewicht der fertigen Eisenbetondecke von 780 kg/m² steht zunächst ein totes Gewicht der fertigen Steineisenträgerdecke von 525 kg/m² gegenüber. Das würde allein eine **Minderbelastung** des kurz

nach der Jahrhundertwende erstellten tragenden Mauerwerkes und der Bausohle von 2 · 290 · (780 — 525) ≌ **150 000 kg** ausmachen!

Die rohe Eisenbetonkonstruktionshöhe beträgt rd. 71 bzw. rd. 83,5 cm. Die in Frage kommende Steineisenträgerdecke — 2,40 m gespannt 15 cm hohe Kleinesche Hohlsteine ohne Aufbeton mit Eiseneinlagen 25 · 2 mm in jeder Steinfuge und einer Trägerstützweite von 12,5 m — unter Berücksichtigung einer Durchbiegung von $f = \frac{1}{500}$ (die Verbundwirkung von Deckenplatte und Deckenträger vermindert dieses Maß der Trägerdurchbiegung erheblich) erfordert dagegen eine **rohe Konstruktionshöhe von nur 60 cm!**

Abb. 3.

Der für die Eisenbetondecken gezahlte Preis von 39,— R.-M./m² gilt, wie bemerkt, für die reine Eisenbetonkonstruktion, mithin nicht für die fertige Decke. Die Steineisenträgerdecke erforderte damals einen Aufwand von 13,3 R.-M./m² für die Platte und Trägerstelzung, 20,4 R.-M./m² für die fertig verlegten Träger, also insgesamt 33,7 R.-M./m². Das ergibt eine **Kostenersparnis von rd. 5,— R.-M./m².**

Jeden vorurteilsfrei denkenden Fachmann wird das Ergebnis nicht überraschen. Die Zahlen mögen aber beweisen, wie die Entscheidung der maßgebenden Körperschaft für vorliegenden Bau einzuschätzen ist. Derartige Bewertungen von in Betracht kommenden Bauweisen sollten vorsichtiger und besser begründet sein.

Eine Schwierigkeit, die meines Erachtens mit der Ausführung dieser Eisenbeton-Hohlraumkonstruktion verknüpft ist, möchte ich nicht unerwähnt lassen. Die Pohlmannschen Rahmenzellen-Holzkästen sind an der Unterseite mit Rohrgeflecht versehen, welches über die Eisenbetonrippen hinausragt, wodurch unten fertige Ebenen mit Rohr zur Anbringung des Putzes zur Verfügung stehen. Die sehr leichten Holzkästen bilden außerdem für die Rippen die Schalung. Die Möglichkeit einer nicht satten Einbettung der Eiseneinlagen und das Schiefgedrücktwerden der Kästen durch darüber fahrende Baukarren ist nicht von der Hand zu weisen. Befinden sich diese in schiefer Lage, so erhalten die Rippen zwangläufig schiefe Seitenflächen. Die Hohlräume weisen somit nicht gleich weit voneinander laufende Rippenseiten auf. Treten solche Schäden tatsächlich auf, so müssen die Holzkästen herausgenommen, die schrägen Flächen mittels Torkretieren gerade gerichtet und neue Holzkästen als Ersatz eingebaut werden. Neben einer erheblichen Baufertigkeitsverzögerung treten dadurch auch unvorhergesehene Mehrkosten auf.

Vielleicht sind Schwierigkeiten der geschilderten Art bei der Deckenkonstruktion der beschriebenen Aufstockung auch in Erscheinung getreten. Sie sind bei der Steineisenträgerdecke jedenfalls nicht zu befürchten; der Träger gelangt als fertiger Bauteil zur Baustelle, ist leicht zu verlegen mit unmittelbarer Anhängemöglichkeit der unteren Schalung. Der Vorteil einer sofortigen Erstellung der Steineisenträgerdecke ohne Beeinflussung durch Witterungsverhältnisse und ihrer Begehbarkeit bereits nach drei Tagen ist ein besonderes Merkmal dieser Bauweise und von nicht zu unterschätzender Bedeutung. Ingenieur A. W. Schweppe, Düsseldorf.

Die 380-KV-Hochmaste bei Koblenz. Im Zuge der 380-KV-Höchstspannungs-Nordsüdleitung des Rheinisch-Westfälischen Elektrizitätswerkes befindet sich in der Nähe von Koblenz ein Leitungsabschnitt, der in den Spannfeldern der Leitungsseile und in den Höhen der Stahlmaste beträchtliche Abmessungen aufweist. Von der Bahnlinie Köln—Koblenz bis zum Rheinufer hat die Leitung an dieser Stelle Gelände zu kreuzen, das später durch Industriebauten und Bahnen ausgebaut werden soll und nicht behindert werden darf. Anschließend wird die Leitung über den Rhein geführt.

Die Doppelleitung besteht aus sechs Kupferhohlseilen von 42 mm Durchm. bei 400 mm² Querschnitt und einem Bronzeblitzseil von 70 mm² Querschnitt und 10,5 mm Durchm. Hierzu kommen noch bei der Rheinkreuzung zwei stahlarmierte Fernsprechkabel von 24 mm Durchm. Den großen Abmessungen der Seile entsprechend haben sich Spitzenzüge für die Stahlmaste ergeben, die früher im Freileitungsbau unbekannt gewesen sind. Auf der freien Strecke beträgt der Seilzug eines Kraftseiles 6400 kg, der des Blitzseiles 1750 kg; in den Kreuzungsfeldern sind die Seile mit den halben Spannungen der freien Strecke verlegt worden.

Abb. 1. Höhenprofil der Rheinkreuzung $\frac{\text{Längen}}{\text{Höhen}} = \frac{1}{5}$.

Abb. 2. Die Rheinkreuzung bei Koblenz.

Die Leitung überquert das Industriegelände auf 60 m hohen Masten, bei denen die Abspannpunkte der untersten Leitungsseile auf 41 m über Erdoberkante liegen. Für die Mastentfernung von 300 m sind bei 10 m Phasenabstand Traversen von 5, 11 und 5 m Ausladung und einem Abstand von 8 m untereinander gewählt worden. Die Maste sind so bemessen, daß sie außer der Vertikallast aus Seil- und Isolatorengewicht an Horizontalkräften einen Spitzenzug von 20 180 kg und Wind von 150 kg/m² auf Mast und Seile aufnehmen können. Durch die parabolische Form der Mastpfosten wird im unteren Mastteil bei gleichbleibendem Querschnitt eine ungefähr gleiche Knicksicherheit der Pfosten erreicht. Um ein genaues Ausrichten der Maste nach der Aufstellung zu ermöglichen, wurden die Pfostenkräfte durch Ankerschrauben und Druckplatten auf die vier Einzelblockfundamente übertragen.

Die Leitung kreuzt den Rhein in drei Spannfeldern, von denen das mittlere den Rheinstrom in einem 522-m-Feld überspannt, ein weiteres den Vallendarer Stromarm kreuzt und 503 m lang ist. Die insgesamt 1284,5 m lange Kreuzung ist an zwei 65 m hohen Masten abgespannt und auf zwei Tragtürme von 121,5 und 126,5 m hochgeführt. Auf dem linken Rheinufer sind ein Abspannmast und ein Tragturm, auf der Südspitze der Insel Niederwerth der zweite Turm und schließlich auf der Anhöhe nördlich von Urbar der zweite Abspannmast aufgestellt worden. Die Seilaufhängungen an den beiden Tragmasten und dem Mast bei Urbar liegen bei dieser Anordnung ungefähr in gleicher Höhe (Abb. 1).

Die Kreuzungsabspannmaste weichen in ihren Abmessungen nur wenig von den Masten des Koblenzer Stadtgebietes ab. Die Traversen haben für 11,0 m Phasenabstand Ausladungen von 5,5, 13,05 und 5,5 m erhalten; der Mastkopf trägt noch eine Traverse zur Aufnahme der Telephonseile.

Die gleichen Abmessungen sind für den Mastkopf der Tragtürme übernommen worden. Die untersten Traversen liegeu hierbei auf 97 und 102 m. Für einen Seildurchhang von rd. 51 m ist diese Höhe

nötig, um die geforderte lichte Durchfahrtshöhe für die Rheinschiffahrt mit 45 m frei halten zu können.

Der Berechnung der Tragtürme sind zwei Belastungsfälle zugrunde gelegt worden:

1. Halber Seilzug bei Wind von 150 kg/cm² auf Seile und Mast mit Kopfausrüstung in ungünstigster Richtung,

2. Wind von 200 kg/m² auf Seile und Mast mit Kopfausrüstung. Hierfür haben sich Spitzenzüge ergeben zu

1. 25 748 kg,
2. 18 047 kg.

Der Standort des Mastes auf Niederwerth ist nicht hochwasserfrei. Es mußte also eine Fußkonstruktion geschaffen werden, die dem Wasserstrom und dem Anprall von Treibgut standhalten kann. Im Gegensatz zu der sonst üblichen Pfeilerausbildung der Fundamente ist auf Niederwerth eine Stahlportalkonstruktion gewählt worden, um durch kleine Flächen den Wasseraufstau und vor allem das Ansammeln von Treibgut zu verhindern. Sie wird auf Abb. 2 vorn rechts gut sichtbar.

Ähnlich wie bei den Hochmasten des Koblenzer Industriegeländes sind auch die Rheinkreuzungstürme mit Schrauben in vier Einzelfundamenten verankert. Diese Gründungen sind jedoch als bewehrte Plattenfundamente ausgebildet worden, die an jedem Mast durch kräftige Betonbalken untereinander verbunden sind.

Die Hochmaste und die Rheinkreuzungstürme wurden von der Brückenbauabteilung der Gutehoffnungshütte entworfen und geliefert. Die Maste sind in Einzelteilen schußweise aufgebaut und zur Verringerung der Durchbiegung vollständig abgenietet worden.

Das Gewicht der Stahlbauteile dieses bemerkenswerten Leitungsabschnittes beträgt rd. 1100 t. H. Schäfer.

Deutsche Funkmastbauten in Finnland. Im Sommer 1927 bestellte die finnische Regierung für den Groß-Rundfunksender für Finnland zwei freistehende Türme von je 150 m Höhe bei der Firma Hein, Lehmann & Co. A.-G. in Berlin und Düsseldorf. Die Türme waren etwa 150 km nördlich von Helsingfors in unmittelbarer Nähe der innerhalb des schönsten Seengebietes gelegenen Stadt Lahtis auf einem Berg zu errichten, der den Ort um etwa 60 m überragt.

Die Türme zeigen eine bemerkenswert schlanke Bauart: Bei ihrem Entwurf ist besonders auf die zu erwartende Eisbildung Bedacht genommen. Die Lieferung der Konstruktion erfolgte in den Monaten August und September 1927, beide Türme sollten vereinbarungsgemäß bis zum 1. Dezember des Jahres fertig aufgestellt sein. Es standen also für die gesamte Montage nur acht Spätherbstwochen zur Verfügung. Abgesehen von den kurzen Tageszeiten im Oktober und November waren die Arbeiten auch dadurch erschwert, daß damals an der Baustelle sehr ungünstiges nasses und nebliges Wetter herrschte, so daß die Türme bereits in 40 bis 50 m Höhe im Nebel verschwanden.

An Arbeitskräften waren zwei von der ausführenden Firma entsandte Monteure mit zwei Hilfsmonteuren zur Verfügung, unter deren Leitung die Arbeiten von finnischen, von der Regierung zur Verfügung gestellten Hilfskräften ausgeführt wurden: trotz der gekennzeichneten schwierigen Verhältnisse innerhalb der vorgeschriebenen Frist, so daß am 1. Dezember die Antenne hochgezogen werden konnte.

Von den beigefügten — Ende November aufgenommenen — Abbildungen zeigt Abb. 1 die beiden Türme in einem Gesamtabstand von 300 m, Abb. 2 einen Turm fast genau von vorn, so daß die Anordnung des Stabwerkes gut erkennbar wird; im Tal dahinter die Stadt und ein Teil der umliegenden Seen und Wälder. Die schnelle Errichtung der Rundfunksender hat bei den maßgebenden Kreisen in Finnland die verdiente Anerkennung in vollem Maße gefunden. Das Erstaunen der Beschauer wurde besonders erregt durch die Tatsache, daß die Arbeiten größtenteils im Nebel ausgeführt wurden, ohne daß die betreffenden Turmteile von der Erde aus zu erkennen waren.

Die Türme der Hudson-Brücke. Von diesem größten Brückenbau der Welt (Spannweite 1067 m) ist schon oft geschrieben und wird noch oft zu schreiben sein. Heute sei nach einem Bericht im Engineering News-Record vom 24. Mai 1928 etwas über die Türme gesagt, die die vier Kabel der Hängebrücke tragen. Die Eigenlast der Brücke beträgt 58 039 kg/m, die Nutzlast 11 906 kg/m, die senkrechte Belastung eines Turmes 112 000 t. Natürlich kann bei der Höhe des Turmes von 183 m und den großen Belastungen nur eine Stahlkonstruktion der Türme in Frage kommen. Ein Turm wiegt 20 000 t. Aus „ästhetischen Gründen" ist eine Ummantelung vorgesehen. Zuerst wollte man dieser einen Teil der Belastung zuweisen, hat sich aber dann doch für eine Stahlkonstruktion entschieden, die Eigengewichte und Verkehrslasten der Brücke allein aufnimmt, und der Ummantelung nur den Wetterschutz und die Rolle eines Sicherheitsfaktors zugewiesen.

Der Turm besteht aus vier miteinander gekoppelten und verstrebten Rahmen, die gleichmäßig die Lasten aufnehmen sollen. Nach längeren Überlegungen hat man die zwei Kabelpaare über die inneren zwei Ständer der Fachwerkrahmen gelegt, weil diese Anordnung eine Gewichtsersparnis der Rahmen erzielen soll. Jeder der ebenen Rechteckfachwerkrahmen ist unten eingespannt und durch zwei beiderseits eingespannte Querstäbe zu einem dreifachen Stockwerksrahmen gemacht. Die beiden oberen Querstreben sind außerdem noch untereinander verbunden. Ohne Berücksichtigung dieser Verbindungen und der Gegendiagonalen wäre der dreifache Stockwerksrahmen neunfach statisch unbestimmt, die Verbindung der beiden oberen Querstreben ist mit zwei statisch Überzähligen berücksichtigt, so daß in den ersten Berechnungen für beliebige Belastungen elf statisch Überzählige in die Rechnung eingeführt sind, die sich für symmetrische senkrechte Belastung auf neun vermindern. Bei der endgültigen Rechnung hat man das System als 16fach statisch unbestimmt gerechnet und außerdem noch zwölf Gegendiagonalen als Unbekannte eingeführt. Die Querschnitte wurden zunächst geschätzt und die Rechnungen wiederholt, bis die gewünschte Genauigkeit erzielt war. Es sind zwei Belastungsfälle berücksichtigt worden, erstens Verkehrslasten und Temperaturänderungen, zweitens Wind auf Brücke und Turm. Es wurden außer den eben genannten Systemen noch weitere vereinfachte untersucht, indem über die Wirkung der Querstreben verschiedene Annahmen gemacht wurden. In den Abbildungen 1 bis 6 sind die Ergebnisse für verschiedene Annahmen unter gleichen Einheitsbelastungen zusammengestellt. Abb. 1 gibt den Ausführungsentwurf wieder und zeigt deutlich, wie die Last sich nach unten zu über die Turmprofile verteilt und am Fuß des äußeren Turmpfeilerpfostens dem ideellen Wert von 50% mit 46,7% immerhin recht nahe kommt. Nach Abb. 2 ist nach Fortlassung des unteren Querriegels die Lastenverteilung über dem Pfeiler nahezu ideal. Nach Abb. 3 zeigen sich — obschon die Versteifung des Querriegels an der Turmspitze um das Dreifache verstärkt ist — die hierdurch bewirkten Änderungen der Spannungs- und Kräfteverteilung nur um etwa 4% geändert: Ein Beweis für die genügende Steifigkeit des Querriegels beim

Abb. 1.

Abb. 2.

Abb. 1a. Abb. 1b. Abb. 2. Abb. 3. Abb. 4. Abb. 5. Abb. 6.

Ausführungsentwurf (Abb. 1). Der oberste Querriegel im Falle der Abb. 4 zeigt ein Mittelgelenk, doch betragen die dadurch erzielten Änderungen kaum 1%. Abb. 5 will die sämtlichen Querriegel durch eine einzige beiderseits gelenkig angeschlossene Horizontalstrebe zwischen den Turmpfeilerspitzen ersetzen und erzielt damit die dargestellten Abweichungen von 19%. Abb. 6 zeigt den Ausführungsentwurf, jedoch mit der Maßgabe, daß der Elastizitätsmodul aller Diagonalen zwischen den senkrechten Pfosten nur die Hälfte seines normalen Wertes beträgt bezw. — was dasselbe ist — daß ihre Querschnitte nur halb so stark sind. Das entspricht weiter einer Ungenauigkeit von 0,1 ($2\frac{1}{2}$ mm) an jedem Ende einer Diagonale. Die entstehende Spannungs- und Kräfteänderung beträgt nur 3% gegenüber dem Ausführungsentwurf (Abb. 1), doch sind diese Untersuchungen über den Einfluß der Diagonalen auf die Spannungsverteilung von Wichtigkeit, da dabei die Anschlüsse ausschließlich durch Niete hergestellt sind.

Um ein anschauliches Bild von dem Ergebnis dieser Untersuchungen zu erhalten, hat man bei den hier beschriebenen Untersuchungen ihre Ergebnisse graphisch so aufgetragen, daß alle eine zulässige Schwankung der Stützenspannungen von 20% gegenüber den theoretischen Rechnungsarten übersteigenden und damit praktisch nicht mehr vertretbaren Abweichungen deutlich hervortreten. Um zu einem ungefähren Anhalt für die Spannungsverteilung zu gelangen, kann der Turm in den unteren neun Feldern als aus zwei Turmpfeilern und aus einem verhältnismäßig stark versteiften Fachwerk im oberen Teil angesehen werden. Die auf den Obergurt dieses Fachwerkes ausgeübten Reaktionen wurden durch ihn auf die Pfosten ganz in derselben Art übertragen, wie sie jedes Fachwerk auf seine Auflage überträgt. Eine genauere Spannungsuntersuchung zeigt, daß ein solches Fachwerk mindestens 40% der Lasten mit Sicherheit auf die Außenpfosten überträgt, während nach der Elastizitätsberechnung nur etwa 30% erforderlich sind. Geht man dieser Annahme weiter nach und nimmt ferner an, daß alle Diagonalen im Tragwerk der unteren neun Felder fortfallen, werden die äußeren Pfosten naturgemäß 40% und die inneren 60% der auf die Turmspitze wirkenden Beanspruchung erhalten. Tatsächlich sind die äußern Pfosten berechnet für eine zwischen 39% bei Punkt 9 und 54% am Fuß schwankende Spannung (Abb. 2) und die inneren Pfosten für eine solche zwischen 75% bei Punkt 9 und 54% am Fuß.

Die Untersuchungen zeigen, daß der Turm, obwohl statisch hochgradig unbestimmt, nur wenig beeinflußt wird von den verschiedenen den Elastizitätsrechnungen zugrunde gelegten Annahmen.

Da der Entwurf so hoher Stahltürme im Großbrückenbau immerhin etwas Neues darstellte, und die analytische Berechnung des Turms die Handhabung zahlreicher Unbekannter und mühsamer Zahlenarbeit verlangte, erschien es wünschenswert, eine Bestätigung über das Verhalten des Rahmentragwerks durch Modellversuche zu erhalten. Als deren Hauptzweck erschien der Nachweis der Spannungsverteilung auf die Pfosten und damit die Beobachtung nur eines der Rahmen als notwendig.

Als Material verwendet man Celluloid wegen seiner Gleichmäßigkeit und leichten Schneidbarkeit. Die größten Celluloidtafeln waren $1{,}27 \times 0{,}50$ m groß und die Modellgröße wurde dementsprechend bemessen, so daß 1 cm des Modells einer Höhe von 1,40 m am wirklichen Bauwerk entsprach. Die Flächen wurden in verschiedener Art behandelt. In gewissen Grenzen werden durch die Stärke (Dicke) der Bauglieder lediglich die Sekundärspannungen beeinflußt und dieser Einfluß wird gleich 0, wenn die Messungen längs den Mittellinien vorgenommen werden. Es erschien daher zulässig, allen Teilen des Modells die gleiche Stärke zu geben und mit den Abmessungen lediglich in der ebenen Fläche zu wechseln, so daß das Modell einheitlich hergestellt werden konnte. Zur weiteren Vereinfachung wurden die doppelten Verstrebungen zwischen den Pfosten durch ein einziges Glied ersetzt, ebenso die zwei Verbindungsstreben an der Spitze durch eine einzige von entsprechendem Trägheitsmoment. Das elastische Verhalten des Modell-Tragwerks wurde durch diese Vereinfachungen nicht beeinflußt.

Um die Breite der kleinen Tragwerksteile in praktisch angemessenen Grenzen zu halten, erweist es sich als das vorteilhafteste, sie im Verhältnis von $\frac{0{,}4}{1000} = 1:2500$ darzustellen. Um jede Möglichkeit einer Verbiegung in der Längsrichtung infolge der angewandten Druckkräfte auszuschalten, wurde das Modell umgekehrt, frei schwingend aufgehängt und die Belastung in völlig analoger Weise als Zugkräfte angebracht. Das Modell war so zwei gleichen Belastungen von 28,65 kg ausgesetzt und erhielt eine größte Gesamtspannung von etwa 7,6 kg/cm², die noch innerhalb der Elastizitätsgrenze des Celluloids liegen.

Für die Versuche wurden zwei Tensometer Bauart Huggenberger mit einer Vergrößerung von 1000 benutzt, zwei Maßstäbe von 10 cm Länge wurden in gleicher Höhe und auf einer Seite des Modells in der Mittellinie eines äußeren und eines inneren Pfostens angebracht.

Die ersten Tensometer-Ablesungen erfolgten in unbelastetem Zustand, alsdann wurde das Modell den beiden vorher erwähnten entgegengesetzten Belastungen unterworfen und die zweite Ablesung vorgenommen. Nach Wiederentfernung der Lasten geschah die dritte Ablesung, die sehr genau der ersten entsprach. Die Ausdehnung beim ersten Modellversuch ist das Mittel der Differenz zwischen erster und zweiter Ablesung einerseits und die Differenz zwischen zweiter und dritter Ablesung anderseits. Um einen einwandfreien Wert zu erhalten, wurden die Versuche viermal wiederholt.

Die Ausdehnungen wurden 1000 mal vergrößert und die danach ermittelten Längenänderungen mit durchschnittlich 1" ermittelt, welcher Wert genügt, um bestimmte Anhaltspunkte zu geben. Die Abweichung der rechnerisch ermittelten Werte von den am Modell gemessenen Spannungen betrug weniger als 1%.

Der Bericht zeigt, mit welcher Sorgfalt die statische Berechnung ausgeführt worden ist.

Kapitalsanlagen im deutschen Wohnungsbau. Nach den Erhebungen des Reichsarbeitsministeriums ist im Jahre 1927 nahezu die Hälfte der Gesamtanlagen für Neubauwohnungen aus öffentlichen Mitteln erfolgt. Nach den von der genannten Stelle zusammen mit dem Institut für Konjunkturforschung vorgenommenen Erhebungen, deren Ergebnisse auf Schätzungen beruhen, jedoch mit den Ermittlungen der Reichskreditgesellschaft zusammenfallen, ist die Gesamtanlage der im Wohnungsbau 1927 investierten Mittel auf 3200 Mill. R.-M. zu schätzen gegenüber 2400 Mill. R.-M. des Vorjahres: Davon wurden von Reich, Ländern und Gemeinden etwa 1500 (1480) Mill. R.-M. aufgebracht. Im einzelnen wurden durch die öffentliche Hand dem Wohnungsbau zugeführt aus Hauszinssteuermitteln 850 (743), aus Anleihen und Darlehen 425 (410), aus Haushaltsmitteln 120 (135) Mill. R.-M. Für die restlichen Geldquellen des Wohnungsbaues können etwa folgende Zahlen gelten:

öffentlich-rechtliche Kreditanstalten 270 (280), davon etwa 100 Millionen kurzfristig,
Hypotheken-Aktienbanken 210 (100),
Sparkassen 600,
Reichsversicherungsanstalt für Angestellte 74,4 (23,6),
Landesversicherungsanstalten 39,2 (19,9) Mill. R.-M.

Die von der Reichspost und Reichsbahn zur Verfügung gestellten Mittel liegen ziffernmäßig für 1927 und 1926 noch nicht vor, sie betrugen 1925 etwa 55,6 Mill. R.-M. Zusammenfassend ist zu sagen, daß die Anlagen im Bau von Neuwohnungen also trotz der Schwierigkeiten am Kapitalmarkt verhältnismäßig befriedigend sind.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift DIE BAUTECHNIK Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des ersten Jahrganges „Der Stahlbau" 7,50 R.-M. und Postgeld

1. Jahrgang BERLIN, 21. September 1928 Heft 13

Beitrag zur Brückenmeßtechnik.

Neuere Messungen dynamischer Brückenbeanspruchungen.

Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. **Rudolf Bernhard**, Berlin.

I. Allgemeine Problemstellung.

Während die Statik bereits zu einem gewissen Grade der Vollkommenheit gelangt ist, befindet sich die Dynamik im Bauwesen noch in den Anfangsgründen. Die Dynamik unterscheidet sich ja bekanntlich von der Statik zunächst nur dadurch, daß mathematisch ausgedrückt die Zeitordinate als gleichberechtigt in die Rechnung eingeführt wird. Der Bauingenieur muß, wenn er auf diesem schwer zu erfassenden, mehr und mehr an Bedeutung gewinnenden Gebiet der Dynamik der Bauwerke Fortschritte erzielen will, sich mit neuen, ihm bisher weniger geläufigen theoretischen sowie praktischen Hilfsmitteln versehen.

So hat zunächst das wachsende Bedürfnis, die nur durch Rechnung gewonnenen Ergebnisse der z. B. in unseren Brückenbauwerken auftretenden Spannungen auch praktisch durch örtliche Messungen nachzuprüfen, in den letzten Jahren zu zahlreichen Versuchen geführt, die auch heute noch keineswegs als abgeschlossen zu betrachten sind. Bei Berücksichtigung der dynamischen Beanspruchungen, also der Untersuchung des Zustandes während der Überfahrt von Fahrzeugen, gestalten sich die Vorgänge jedoch derartig verwickelt, daß bisher keine einwandfreien Lösungen gefunden werden konnten.

Die große wirtschaftliche Bedeutung dieser Versuche liegt bekanntlich darin, daß durch experimentellen Nachweis die wirklich auftretenden Stoßzahlen sich genauer erfassen lassen, und daher die zulässigen Spannungen vielleicht etwas erhöht werden können. Die Ergebnisse werden dann möglicherweise eine wirtschaftlichere Ausbildung zulassen.

Im folgenden sollen in erster Linie praktische Meßversuche und ihre Übereinstimmung mit der Theorie, also die Messung von Brückenspannungen mit dazu geeigneten Geräten behandelt werden. Die Lösung zahlreicher, dahin zielender Aufgaben, die teilweise Anregungen der in letzter Zeit erschienenen Literatur entstammen, [1] [2] ist bereits versucht worden, so daß hierüber kurz berichtet werden kann.

Die Anforderungen an statische und dynamische Brückenspannungsmesser müssen bekanntlich sehr weit gestellt werden, weil die auftretenden Dehnungen nicht bloß außerordentlich klein sind, also erhebliche Vergrößerungen verlangen, sondern sich andererseits auch auf einen verhältnismäßig großen Meßbereich erstrecken. Außerdem sind die Apparate sehr raschen Dehnungsschwankungen ausgesetzt, die sie gleichzeitig selbst aufzeichnen müssen.

Dazu kommt, daß man auf einer im Betriebe befindlichen Brücke aus naheliegenden Gründen keine empfindlichen Laboratoriumsgeräte verwenden kann und daß anderseits an die Genauigkeit sowie Empfindlichkeit Anforderungen gestellt werden müssen, wie sie in dieser ungünstigen Zusammenstellung wohl bei kaum einem der bisher bestehenden Meßgeräte auch auf anderen Gebieten gefordert werden. Der eigentliche Dehnungsmesser, der handfest ausgebildet werden muß, ist zweckmäßig von der Schreibvorrichtung zu trennen. Der empfindliche, registrierende Teil braucht dann nicht mehr auf der Brücke aufgestellt zu werden, was u. a. auch aus rein dynamischen Gründen zweckmäßig erscheint, da die Masse des Schreibwerkes die Aufzeichnungen stets störend beeinflussen wird. Die beiden Teile werden dann am einfachsten elektrisch verbunden. Der Bauingenieur, der hier das ihm fernerliegende Gebiet der Feinmeßtechnik beschreiten muß, kann nicht erwarten, mit den altgewohnten Mitteln einwandfreie Ergebnisse zu erzielen, sondern wird die Verfahren aus den Grenzgebieten, z. B. der Elektrotechnik zu Hilfe holen müssen, wo Schwingungsuntersuchungen mit noch weit höheren Anforderungen bereits gelöst worden sind.

Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft hat, wie bekannt, bereits im Jahre 1925 ein Preisausschreiben zur Erlangung eines Spannungs- und Schwingungsmessers für die dynamischen Beanspruchungen eiserner Brücken veranstaltet.

Nachdem das anläßlich dieses Wettbewerbs eingesetzte Preisgericht zu dem Ergebnis [3] gekommen ist, daß die bisherigen sowie die zum Wettbewerb eingereichten Brückenspannungsmesser noch keineswegs den an sie zu stellenden Anforderungen genügen, sind zur Schaffung geeigneter Apparate zwei grundsätzlich verschiedene Wege weiter beschritten worden.

Der eine Weg behandelt in erster Linie die Verbesserung der vorhandenen mechanischen Geräte.

Der zweite Weg, der aus obigen Gründen elektrische Meßverfahren benutzt, ist inzwischen ebenfalls, und zwar vom Reichsbahn-Zentralamt in Berlin weiter ausgebaut worden, worüber hier vor allem berichtet werden soll. Vorausgeschickt sei, daß sich beide Verfahren keineswegs ausschließen, nur wird der erste wohl stets auf einfachere Brückenmessungen, unter Verzicht der Aufnahme sehr rascher Spannungsschwankungen bei erheblichen Vergößerungen beschränkt bleiben.

II. Eichfragen.

Die Eichfrage spielt nicht bloß bei allen dynamischen Spannungsmessern, sondern auch für die rein statischen Apparate eine so wichtige Rolle, daß hierauf ausführlicher eingegangen werden soll.

Man muß scharf zwischen einer statischen und einer dynamischen Eichung unterscheiden. Die dynamischen Apparate werden naturgemäß beiden Prüfungen unterworfen.

1. Zunächst sei die statische Eichung, d. h. die genaue Bestimmung des jeweiligen Vergrößerungsmaßstabes der statischen, und selbstverständlich auch dynamischen Spannungsmesser, innerhalb ihres gesamten Meßbereiches behandelt.

Bei einer normalen Meßlänge von 20 cm muß, wenn z. B. die sehr weitgehende Forderung des Preisausschreibens der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft beibehalten werden soll, der Nachweis von Spannungsschwankungen von 5 kg/cm² gefordert, d. h. Dehnungsänderungen (Δl) von $0{,}5\,\mu$ [4]) gemessen werden können. Es ist nämlich $\Delta l = \frac{20 \cdot 5}{2\,100\,000} \approx \frac{1}{20\,000}\ \text{cm} = 0{,}5\,\mu$. Nimmt man dann an, daß bei normaler Diagrammstrichstärke noch ein halbes Millimeter genügend genau abgelesen werden kann, so bedingt dies eine Vergrößerung von mindestens eintausend ($n = \frac{0{,}5\ \text{mm}}{0{,}5\,\mu} = 1000$).

Der Nachweis derartig kleiner Längenänderungen verbunden mit einer 1000fachen Vergrößerung erklärt die Schwierigkeit, mit mechanischen Geräten diese beiden Bedingungen, auch schon für rein statische Messungen, zu erfüllen.

Zum Vergleich sei hier erwähnt, daß man in der Feinmeßtechnik bei Größenordnungen in der Gegend von 1 μ bereits mit Mikrometerschrauben mißt, die mit sogenannten Fühlhebeln versehen sind, um den in diesen Meßbereichen bereits unbedingt erforderlichen, konstanten Meßdruck zu erzielen, beträgt doch bei einem normalen Anpreßdruck von nur 10 kg/cm²

[1]) Grundzüge für ein Verfahren zur dynamischen Untersuchung von Brücken. Von Prof. N. Streletzki, Moskau. „Die Bautechnik" 1927, Heft 41.

[2]) Stoßbeanspruchungen und Schwingungen der Hauptträger statisch bestimmter Eisenbahnbrücken. Von Prof. Dr. W. Hort. „Die Bautechnik" 1928, Heft 3 u. 4.

[3]) Vergl. Untersuchung von Spannungs- und Schwingungsmessungen für Brücken. Bericht über die Ergebnisse des Wettbewerbs der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zur Erlangung eines Spannungs- und Schwingungsmessers für dynamische Beanspruchung eiserner Brücken. Berlin 1928. Verlag der Verkehrswissenschaftlichen Lehrmittelgesellschaft m. b. H. bei der Deutschen Reichsbahn.

[4]) $1\,\mu = \frac{1}{1000}$ mm.

auf eine Länge von 20 cm die Zusammendrückung für St 37 bereits rd. 1 μ; bei Größenordnungen unter 1 μ zieht man daher meistens optische Verfahren vor.[5])

Auf den eben erwähnten, außerordentlich wichtigen Punkt des Anpreßdruckes sei besonders aufmerksam gemacht, denn die Tatsache, daß selbst die sorgfältigste Aufspannung der Brückenmeßgeräte eine dauernde Unbekannte in sich birgt, bildet sicherlich mit einen Grund von zahlreichen Fehlmessungen. Man kann sich ja leicht vorstellen, daß die einzelnen Körnerspitzen der Meßgeräte erst nach verschiedenen Einrüttelfahrten in ihre Unterlage sich ein solches Bett einpressen, daß keine Verlagerung bei weiteren Belastungsfahrten auf der Brücke mehr eintritt.

Die auftretenden statischen Höchstspannungen infolge einer normalen Belastungslokomotive erreichen bei einer mittelgroßen Eisenbahnfachwerkbrücke von z. B. 35 m Spannweite nur max σ_p = rd. $\pm$ 300 kg/cm² (σ_g = $\pm$ 500 kg/cm²). Da die Meßlänge der bekanntesten, statischen Dehnungsmesser (z. B. Huggenberger, Okhuizen und Fuess) etwa 2 cm ohne Verlängerungsstange beträgt, ergeben sich für die Verkehrslast durch eine Belastungslokomotive nur Längenänderungen von

$$\varDelta l = \frac{300 \cdot 2}{2\,100\,000} = 0{,}000\,285 \text{ cm} = 2{,}85\ \mu.$$

Es ist also nicht weiter verwunderlich, da man von Verwendung größerer Meßlängen mit Hilfe von Verlängerungsstangen z. B. bei Platzmangel oft absehen muß, daß sich bereits hier, also bei der rein statischen Messung und infolgedessen erst recht bei der Eichung die größten Schwierigkeiten ergeben.

Will man also in Zukunft derartige Eichungen unter 0,5 μ der vorher errechneten Genauigkeitsgrenze ausführen, so müssen andere Wege eingeschlagen werden.

Die statische Eichung, d. h. die genaue Bestimmung des Vergrößerungsmaßstabes, durch Aufspannen der Dehnungsmesser an einem Zerreißstab und Ablesen seiner Dehnungen, einerseits an der geeichten Skala der Zerreißmaschine und anderseits auf dem Diagramm des Dehnungsmessers, weist z. B. eine geringe Fehlerquelle durch die nie absolut einheitlichen Elastizitätszahlen ($\pm$ 2,5 %₀ Abweichung) an den verschiedenen Punkten jedes Zerreißstabes auf. Die rein mechanische Bestimmung der Vergrößerung durch Zusammensetzen des Übersetzungsverhältnisses der einzelnen Apparathebel berücksichtigt nicht das unvermeidliche Spiel in den Gelenken. Auch müssen derartige Eichungen bei konstanter Temperatur ausgeführt werden, da 1° Temperaturschwankung bei 20 cm Meßlänge bereits rd. 2,4 μ Längenänderung bedeutet.

Erst wenn es also möglich ist, derartig kleine, ursächliche Bewegungen im Bereich von 0,5 μ den Meßgeräten einerseits aufzuzwingen und auf irgend eine Weise, z. B. auf optischem Wege, durch Meßmikroskope, wenn man von Interferenzkomparatoren absehen will, anderseits nachzumessen, lassen sich Eichkurven der Meßgeräte für die in der Brückenmeßtechnik nun leider erforderlichen Genauigkeiten einwandfrei aufstellen.

Dasselbe Eichverfahren muß sinngemäß auch für alle dynamischen Spannungsmesser verwendet werden, um zunächst die absolute Vergrößerung der statischen Grundspannung nachweisen zu können.

2. Die dynamische Eichung besteht erstens in der Feststellung der Eigenschwingungszahl der Apparate. Bei Frequenzen über 500 Hertz[6]) kann diese kaum noch mit Hilfe eines Schütteltisches, wie weiter unten ausgeführt, der für so hohe Frequenzen schwerlich gebaut werden kann, sondern nur durch Anstoßversuche nachgewiesen werden. Unter Anstoßversuchen wird hier die künstliche Erregung der Meßgeräte durch einen einmaligen Impuls verstanden. Bei mechanischen Apparaten erfolgt sie am einfachsten durch Auslenken und Wiederloslassen der Schreibhebelspitze aus ihrer Gleichgewichtslage. Bei Systemen ohne Schreibhebel kann man durch leichtes Anschlagen, z. B. mit einem Hammer, freie Schwingungen erzeugen. In beiden Fällen werden die Aufzeichnungen in der gesuchten Frequenz der Apparateeigenschwingung erfolgen.

Zweitens muß jedoch dann noch der endgültige Beweis geführt werden, daß innerhalb des Bereiches der auftretenden Brückenschwingungen, für die zur praktischen Auswertung im Höchstfalle etwa 300 Hertz in Frage kommen, die Apparate auch absolut richtige, d. h. unverzerrte Amplituden aufzeichnen.

Dies läßt sich aber exakt wiederum nur mit Hilfe eines Schütteltisches nachweisen. Ein Schütteltisch besteht aus dem festen und dem beweglichen Teil, auf denen die zu prüfenden Spannungsmesser befestigt werden können. Der bewegliche Teil muß einerseits in der Lage sein, ausreichend hohe Frequenzen möglichst unverzerrt, also z. B. sinoide Schwingungen bis mindestens 300 Hertz, auszuführen, die anderseits aber auch gleichzeitig einwandfrei beobachtet und zum Vergleich mit dem Diagramm des zu eichenden Dehnungsmessers aufgezeichnet werden können. Die bisherigen Versuche, sowohl mit mechanischen wie auch elektrischen Spannungsmessern haben gezeigt, daß jeder beim Befahren der Brücke entstehende Schwingungsvorgang (Erregerfrequenz), sobald er mit einer Eigenschwingung der Meßgeräte übereinstimmt, eine erhebliche Verzerrung der Aufzeichnungen verursacht, selbst wenn die erregenden Amplituden so klein sind, daß sie auf die Brückenspannungen keinerlei nennenswerten Einfluß ausüben. Die Resonanzwellen überlagern die Aufzeichnungen vielfach derartig, daß eine Auswertung der Diagramme praktisch unmöglich wird, da eine Aufschauklung zu großen Amplituden auch bei verhältnismäßig hohen Apparateigenschwingungen nicht zu vermeiden ist.

Versuche mit statischen und dynamischen Eichgeräten, die den oben geschilderten Zwecken dienen sollen, sind im Gange; erst nach ihrem Abschluß kann darüber berichtet werden.

III. Elektrische Meßverfahren.

Auf die Versuche und Ergebnisse mit vorwiegend mechanischen Meßgeräten soll hier nicht weiter eingegangen werden, da hierüber bereits ausreichend Literatur in den letzten Jahren erschienen ist.[7]) [8]) [9]) Ebenso seien Schwingungsmesser zunächst nicht weiter behandelt, weil den Brückenbauer ja in erster Linie die Auswirkungen der Schwingungen in Form von Spannungsänderungen interessieren.

Die Hauptschwierigkeit bei sämtlichen mechanischen Apparaten besteht vor allem erstens in der Erreichung der erforderlichen hohen Eigenschwingungszahl, um innerhalb ihres Meßbereiches maßstabgetreue Aufzeichnungen zu erhalten und zweitens der gleichzeitig zur einwandfreien Auswertung erforderlichen erheblichen Vergrößerung, da mit wachsender Vergrößerung die Eigenschwingungszahl ganz bedeutend fällt.

Es ergibt sich aus den Resonanzkurven (Abb. 1), daß die wichtige Forderung, mindestens ein Vierfaches der höchsten zu messenden Schwingungen als Apparateigenschwingung zu verlangen, doch unbedingt empfehlenswert erscheint, um unter allen Umständen im unverzerrten Bereich zu bleiben. Unter Resonanzkurven versteht man diejenigen Kurven, welche entstehen, wenn auf der X-Achse die dem Meßsystem aufgedrückte Frequenz und auf der Y-Achse die Amplitude, d. h. die vom Meßsystem aufgezeichnete Wellenhöhe aufgetragen wird.

Abb. 1. Resonanzkurven mit verschiedener Dämpfung (1—7).

Um ganz allgemeingültige Kurven zu erhalten, sind in Abb. 1 auf der X-Achse die λ-Werte $\left(\frac{\text{aufgedrückte Frequenz des Vorganges}}{\text{Eigenschwingung des Meßsystems}}\right)$ und auf der Y-Achse der Verstärkungsfaktor $\left(\frac{\text{aufgezeichnete Amplitude}}{\text{Erregeramplitude}}\right)$ dargestellt.

Dort wo die aufgedrückte Frequenz und die Eigenschwingung des Meßsystems übereinstimmen, würden sich unendlich große Ausschläge (Abb. 1, Kurve 1) ergeben, wenn nicht die Dämpfung, d. h. die inneren Widerstände, z. B. Reibungen oder Luftwiderstände usw., die Ausschläge verkleinern würden. Das Beispiel eines starren Pendels, das im Rhythmus

[5]) Die Genauigkeit technischer Längenmessungen. Von H. Vorländer, Dresden, in der Meßtechnik 1928, Heft 5.

[6]) 1 Hertz = 1 Schwingung je Sekunde.

[7]) Dynamische Untersuchungen an Brücken. Von Dr.-Ing. Geiger, Augsburg, im „Bauingenieur" 1924, Heft 19.

[8]) Stoßwirkungen bei eisernen Brücken. Von A. Bühler, Sektionschef für Brückenbau der Schweizerischen Bundesbahnen. Zürich 1926; in „Schweizerische Ingenieurbauten in Theorie und Praxis".

[9]) Über das Wesen dynamischer Wertziffern. Von Dr.-Ing. Saller, Direktor bei der Reichsbahn, im „Bauingenieur" 1926, Heft 20.

seiner Schwingungsdauer angestoßen, zu immer größeren Ausschlägen angeregt wird, bei rascheren bezw. langsameren oder unrhythmischen Stößen aber gar nicht oder kaum nennenswert schwingen wird, gibt diesen Vorgang am anschaulichsten wieder. Auch hier kann man sich die Dämpfung durch die Reibung im Gelenk der Aufhängung klarmachen, die eine erhebliche Herabminderung der Ausschläge hervorruft. Wie aus den in der Abb. 1 dargestellten, verschiedenen Resonanzkurven hervorgeht, wird man sogar nur bei halbaperiodischer Dämpfung (Kurve 5) sicher damit rechnen können, bis zu 25 % der Resonanzlage maßstabgetreue Amplituden zu erhalten. (Unter aperiodischer Dämpfung versteht man bekanntlich denjenigen Dämpfungszustand, bei dem keinerlei Überschwingung, d. h. Mehranzeige gegenüber der Gleichgewichtslage eintritt.) Mit Meßgeräten, die auf elektrischer Übertragung beruhen, gelingt es ohne weiteres, diese Schwierigkeit zu überwinden, und zwar sowohl eine ausreichend rasche Apparateeigenschwingung zu erreichen, als auch die Frage der Eichfähigkeit, wie weiter unten ausgeführt, ebenfalls einwandfrei zu lösen.

Die im folgenden geschilderten Versuche hatten ausschließlich den Zweck, ein elektrisches Meßverfahren so zu vervollkommnen, daß es für die Praxis des Brückeningenieurs ohne besondere Bedienungsschwierigkeiten verwendbar wird.

Man muß, wie bereits erwähnt, zunächst zwischen dem eigentlichen Schreibgerät und dem Dehnungsmesser unterscheiden.

1. Ein vorzügliches Registriergerät, das u. a. die erforderlichen hohen Eigenschwingungszahlen aufweist, ist durch den Oszillographen gegeben, mit dem in der Elektrotechnik schon lange sämtliche Schwingungserscheinungen untersucht werden. Als ein dem Bauingenieur weniger bekanntes Gerät sei es kurz beschrieben.

Abb. 2a. Schema der Oszillographenmeßschleife.

Abb. 2b. Schema des Strahlenganges in einem einschleifigen Oszillographen.

Der Oszillograph besteht im wesentlichen aus einem in Form einer Drahtschleife ausgespannten Meßorgan, das zwischen einem starken Elektromagneten aufgehängt ist (Abb. 2a u. b). Durch die elektrodynamischen Wirkungen, die ein Magnetfeld auf stromdurchflossene Leiter ausübt, ergeben sich Schleifenausschläge bei Stromdurchgang. Auf der Schleife ist ein kleiner, nur 0,5 × 0,5 mm großer Spiegel befestigt, der, in den Strahlengang einer Lampe eingeschaltet, seine Bewegungen auf einen beweglichen Filmstreifen projiziert. Es können bis zu sechs Schleifen angeordnet werden, also auf demselben Filmstreifen sechs Diagramme gleichzeitig aufgenommen werden. Bei den üblichen Schleifen entspricht 1 mm Ausschlag auf dem Film für 1 m Lichtzeigerlänge etwa 5×10^{-5} Ampere Stromstärke.

Die für die vorliegenden Zwecke benutzten Oszillographenschleifen besaßen eine Eigenfrequenz von 2000 Hertz. Durch entsprechende Zusammensetzung des zur Dämpfung in der Oszillographenschleife erforderlichen Öles muß angestrebt werden, die in Abb. 1 dargestellte halbaperiodisch gedämpfte Kurve 5 zu erhalten. Bei mechanischen Geräten hat man es jedenfalls nicht ohne weiteres in der Hand, den gewünschten Dämpfungszustand zu erzwingen. Je nach den inneren Widerständen der Apparate, z. B. in den Gelenken, wird sich eine andere Dämpfungskurve ergeben, die sich bei jedem Transport und wiederholtem Aufspannen der Meßgeräte jeweils etwas verschieben wird und z. B. eine etwaige Eichung des Verzerrungsmaßstabes sehr erschwert. Jede Bewegung der Schleifenausschläge, ja sogar eine Verwandlung von laufenden in dauernd sichtbare, gewissermaßen stehende Wellen kann auf stroboskopischer Grundlage während eines Versuches vollständig, und auch während der Aufnahme zum Teil an einer umlaufenden zweiflügeligen Trommel oder einem Polygonspiegel (vergl. Abb. 2b) beobachtet werden. Die Vergrößerung ist, ohne die Diagrammstrichbreite zu verstärken, fast unbeschränkt. Bisher ist im Höchstfalle mit einer 20 000 fachen Vergrößerung gearbeitet worden. Der Papiervortrieb kann, was bei mechanischer Aufzeichnung unmöglich erscheint, bis zu 4 m/Sek. gesteigert werden. Die Aufstellung und Bedienung des Oszillographen wird ganz unabhängig, in beliebiger Entfernung, z. B. von der zu untersuchenden Brücke in einem besonderen Meßwagen geschehen (Abb. 3).

Abb. 3. Meßanordnung einer eingleisigen Eisenbahnbrücke.

Zur Bestimmung des Zeitablaufes, in dem die Messungen vor sich gehen, wird als Zeitzeichen die Bewegung einer Stimmgabel von 50 Hertz Eigenschwingung mitphotographiert. Für die vorliegenden Brückenmeßzwecke kann ein elektromagnetisch betätigter Unterbrecher eingebaut werden. Seine Erregung geschieht z. B. bei Eisenbahnbrücken durch ein oder mehrere Schienenkontakte auf bezw. vor und auch hinter der Brücke, so daß die jeweilige Stellung sowie Geschwindigkeit der Belastungslokomotive, deren Achsen während der Überfahrt diese Kontakte niederdrücken, auf jedem Diagramm genau verzeichnet ist.

Der Oszillograph kann daher, von dem Nachteil der photographischen Entwicklung abgesehen, infolge der Verwendung des masselosen Lichtstrahls, was bei dynamischen Messungen im Bereich höherer Frequenzen unvermeidlich erscheint, für Registrierzwecke von Schwingungs- und Spannungsvorgängen jeglicher Art als hervorragendes Meßgerät angesehen werden.

2. Weit schwieriger ist die eigentliche Dehnungsmessung und die Umsetzung der Dehnung in Gleichstrom zwecks Registrierung durch den Oszillographen. Eine große Zahl bereits bestehender oder geplanter elektrischer Spannungsmesser, die zum Teil nur Dehnungsänderungen und dann oft auch nur in Form von Wechselstromkurven wiedergeben, sind für Brückenmeßzwecke nicht geeignet. Ebenso sind Schaltungen mit Verstärkerlampen, vor allem wegen der schwierigen Eichung, wenig aussichtsvoll. Bei den entstehenden Wechselstromdiagrammen, von denen oft nur die Umhüllungskurven verwendet werden können, ist ein Auswerten sehr rascher Spannungswechsel außerordentlich schwierig.

Zur Dehnungsmessung sind daher zunächst Kohledehnungsmesser[10]) weiter entwickelt worden, die die obigen Nachteile vermeiden (Abb. 4a). In einem Gehäuse enthalten sie zwei Säulen, die aus aufeinandergeschichteten Kohlescheibchen bestehen. Zwischen diesen Säulen befindet sich ein elastisch eingespannter Stab, dessen Be-

a Gehäuse. *b* Kohlensäulen. *c* Stellschraube. *d* Gegenmutter. *e* Bewegliche Spitze. *f* Feste Spitze. *g* Feststellschraube. *h* Druckstück. *i* Druckbolzen. *k* Hülse. *l* Membran. *m* Konusstifte. *n* Ring.

Abb. 4a. Kohledehnungsmesser für Brückenmeßzwecke.

Abb. 4b. Elektrisches Schaltschema eines Kohledehnungsmessers.

[10]) Die erste Anregung zu diesen Versuchen mit Kohledehnungsmessern erhielt Verfasser bei seinem Besuche des U. S. Bureau of Standards in Washington im Frühjahr 1926.

wegung gegen das Gehäuse durch Aufsetzen seines freien Endes auf das sich dehnende Brückenglied in der einen Kohlesäule Zug, in der andern Druck erzeugt; der elektrische Berührungswiderstand der Kohlescheibchen wird dadurch verändert. Fügt man die beiden Kohlesäulen so in die bekannte Wheatstonesche Brückenschaltung ein (Abb. 4b), daß in Normallage kein Strom durch die Brücke fließt, so ergibt jede Dehnungsänderung und mithin Druck- oder Widerstandsänderung einen positiven bezw. negativen Gleichstrom in der Wheatstoneschen Brücke. Der kleine, nur 800 g wiegende Apparat besitzt äußerlich keine beweglichen oder empfindlichen Teile.

Abb. 5. Zusammenhang zwischen elektrischem Widerstand und mechanischer Vorspannung einer Kohlesäule.

Die in Abb. 5 dargestellten hyperbolischen Kurven zeigen, daß keineswegs eine lineare Abhängigkeit zwischen mechanischer Belastung und elektrischem Berührungswiderstand bei Verwendung nur einer Kohlensäule besteht. Die beiden Kurven I und II beziehen sich auf je eine Säule von insgesamt 57 Kohlescheibchen, die sich nur durch ihre nach längeren Versuchen sorgfältig ausgewählte Zusammensetzung der Widerstandsmaterialien unterscheiden, Versuche, die noch keineswegs abgeschlossen sind. Anderseits haben die in Abb. 6 wiedergegebenen Zug- und Druckversuche bewiesen, daß es durch die obenerwähnte Schaltung und die Wahl einer geeigneten mechanischen Vorspannung von zwei Kohlesäulen möglich ist, innerhalb des erforderlichen Meßbereiches von etwa $\pm$ 1000 kg/cm², praktisch linear mit jeder Spannungsschwankung veränderliche Ausschläge am Milliamperemeter bezw. der Meßschleife zu erhalten.

Dies von den Amerikanern zuerst im Jahre 1923 verwendete Prinzip (Electrical Telemeter von O. S. Peters, U. S. Bureau of Standards, Washington, D. C.)[11]) ist in Deutschland von Dr. Siemann, Bremen, im Jahre 1925 zur Aufzeichnung langsamer Spannungsänderungen bei Untersuchungen von Schiffen auf See in etwas veränderter Form wieder benutzt worden.[12])

Bei dem für Brückenmeßzwecke besonders umgebauten Gerät (vergl. Abb. 4a, D. R. P. a.) ist die mechanische Vorspannung der zwei Kohlesäulen, ähnlich wie bei dem amerikanischen Gerät, von beiden Seiten unabhängig einstellbar ausgebildet worden, so daß noch nach dem Aufspannen auf dem zu messenden Brückenstab ein Nachregulieren möglich bleibt.

Weiter ist angestrebt worden, jegliche Gelenke und sonstige kinematischen Paarungen, die Anlaß zu sogenannten Schüttelschwingungen geben könnten, zu vermeiden.

Zum Aufspannen ist eine sehr kräftige Schraubzwinge (Abb. 7) ausgebildet, die einen stets gleichmäßig auf drei Körnerspitzen verteilten, sowie normal dazu wirkenden Anpreßdruck gewährleistet, da die Schrägstellung von Instrumenten ganz allgemein stets einen Grund von Fehlerquellen bildet. So ergibt z. B. eine Schrägstellung von nur $^1/_6$ Winkelgrad bei 20 cm Meßlänge bereits eine Längenänderung von 0,8 μ. Mit Hilfe dieses einen Spannbügels kann die eigentliche Aufspannzeit auf etwa 30 Sek. verkürzt werden.

Da der Dehnungsmesser außer den Kohlesäulen selbst keinerlei bewegliche bezw. federnde Teile, z. B. Schreibhebel od. dergl., besitzt, muß man sich den Eigenschwingungsvorgang z. B. in aufgespanntem Zustande anders als in dem bisher gebräuchlichen Sinne vorstellen. Durch Anschlagen der Apparate, sowohl in aufgespanntem wie nicht aufgespanntem Zustande sind die Eigenschwingungskurven aufgenommen worden, die sich zu 2000 bis zu 4000 Hertz, je nach der gewählten mechanischen Vorspannung der Kohlesäulen ergeben haben (Abb. 8). Den Verformungs- (Schwingungs-) Vorgang beim Anschlagen eines Kohledehnungsmessers in aufgespanntem Zustande kann man sich unter anderem, wie er in Abb. 9 schematisch wiedergegeben ist, vorstellen.

Abb. 7. Aufspannvorrichtung für den Kohledehnungsmesser.

Der von Siemann verwendete Apparat weist etwa 200 Hertz, der amerikanische in aufgespanntem Zustande 500, unaufgespannt nur 250 Hertz auf, ein Nachteil, der sich ohne weiteres durch das Vorhandensein von Gelenken bezw. Hebelübertragungen erklären läßt (Abb. 10a bis c). Das Vierfache der höchstens zu messenden Brückenschwingung (4 $\times$ rund 300 Hertz) ist jedenfalls mit dem von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft verbesserten Dehnungsmesser für Brückenmeßzwecke voll erreicht. In Abb. 11 ist die auf empirischem Wege gefundene harmonische Analyse der in Abb. 10c experimentell durch Anschlagen in aufgespanntem Zustand gefundenen Eigenschwingungskurve des verbesserten Kohledehnungsmessers dargestellt, wodurch die niedrigste Frequenz nachgewiesen werden sollte. Von der experimentell aufgenommenen Kurve, die zunächst infolge ihrer starken Dämpfung, rasch abklingt, ist ein Stück, und zwar der Deutlichkeit halber in geradliniger Darstellung ungedämpft herausgezeichnet, da es für die folgenden Betrachtungen nur auf die Größt-

Abb. 6. Zug- und Druckversuch an einem Kohledehnungsmesser (Nachweis der linearen Änderung des Ausschlages am Milliamperemeter entsprechend der Belastung). Ausgeführt an einem Dehnungsstab in der Zerreißmaschine.

[11]) S. O. Peters, „New Development in Electric Telemeters." Proceedings, Am. Soc. Testing Mtts., Vol. 23, Part II, p. 592 (1923).

[12]) Formänderungsmessungen an Schiffskörpern. Von Dr.-Ing. Siemann, Bremen. Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure 1926, Heft 16 u. 19.

Abb. 10. Eigenschwingungsdiagramme von Kohledehnungsmessern.
a) Erste Ausführung. b) Amerikanische Ausführung. c) Verbesserte Ausführung.

Abb. 8. Abhängigkeit zwischen dem elektrischen Widerstand (mechanischer Vorspannung) der beiden Kohlensäulen und der Eigenschwingungszahl eines Kohledehnungsmessers für Brückenmeßzwecke.

Abb. 9. Schema des Verformungsvorganges beim Anschlagen eines Kohledehnungsmessers in aufgespanntem Zustand zur Bestimmung seiner Eigenschwingungszahl.

Abb. 11. Harmonische Analyse der Eigenschwingungskurve eines Kohledehnungsmessers.

werte der Ordinate ankommt. Dann sind durch Probieren zwei Kurven so bestimmt worden, daß die algebraische Summe ihrer Ordinaten jeweils die erste, aufgenommene Kurve ergibt.

Um nun die zulässige Strombelastung für die Dehnungsmesser zu erhalten, sind die in Abb. 12 dargestellten Kurven durch Versuche bestimmt worden. Sie zeigen die Änderung des elektrischen Widerstandes von Kohlesäulen verschiedener Anfangswiderstände in Abhängigkeit von der Zeit und ergeben ebenfalls, daß bei geringen Stromstärken (unterhalb 0,1 Ampere) sich nach kurzer Einschaltzeit (etwa 5 Minuten) für alle in Frage kommenden Widerstände bereits ein Gleichgewichtszustand und eine mithin völlig konstante Anzeige einstellt. Praktisch bedeutet dies, mit den Messungen erst zu beginnen, nachdem die Dehnungsmesser mindestens fünf Minuten unter Strom gestanden haben, was sich bei den Versuchen überdies von selbst ohne Zeitverlust ergibt.

Abb. 13. Anbringung der Dehnungsmesser am Gurt einer Brücke.

IV. Besondere Aufgaben aus der Brückenmeßtechnik und Wege zu ihrer Lösung.

Der Meßvorgang, z. B. an einer Eisenbahnbrücke, mit Hilfe eines Oszillographen und den zur Spannungsmessung verwendeten, eben beschriebenen Kohleapparaten sei kurz beschrieben, um danach die damit zu lösenden Probleme andeuten zu können.

In beliebiger Entfernung von der Brücke steht ein Meßwagen (vergl. Abb. 3), der den Oszillographen und das Schaltpult aufnimmt, welches lediglich zum Abgleichen der Widerstände in den einzelnen Zweigen der Wheatstoneschen Brückenschaltung dient. Von dort können sämtliche Anordnungen für die Belastungsfahrten, sowie Bedienung des Oszillographen erfolgen. Während des Auslegens der Leitungen werden die vorhandenen Dehnungsmesser an die zu untersuchenden Brückenteile angeschraubt (Abb. 13), die elektrischen Widerstände ihrer beiden Kohlesäulen auf der Brücke roh (mechanisch) und die festen Widerstände am Schaltpult fein (elektrisch) abgeglichen, sowie die Schienenkontakte befestigt. Dann müssen mehrere Ein-

Abb. 12. Änderung des elektrischen Widerstandes von Kohlesäulen verschiedener Anfangswiderstände durch Strombelastung in Abhängigkeit von der Zeit.

Abb. 14. Stabspannungen einer Fachwerkbrücke von 34 m Spannweite bei Überfahrt einer Lokomotive. Feld IV, V.

Abb. 15. Stabspannungen einer Fachwerkbrücke von 34 m Spannweite bei Überfahrt einer Lokomotive. Obergurt.

Zu Abb. 14. **Stabspannungen einer Fachwerkbrücke von 34 m Stützweite bei Überfahrt einer Lokomotive.**
Brückenfeld IV—V.

Apparat Nr.	Meßlänge cm	Befestigung: Stab	Befestigung: Skizze	Stromverbrauch: Volt	Stromverbrauch: Amp.	Vorspannung a) v. d. Versuch b) n. d. Versuch Ω Kohlensäule des Apparates: I	Vorspannung: II	Kabelwiderstand Hin- und Rückleitung Ω	Schleife: Type	Schleife: Empfindlichkeit mm/M. A.	Eichstellung Achse 4 in Knotenpunkt 5: Ausschlag im Diagramm mm	Eichstellung: M. A. am Schaltpult	Eichstellung: σ Mittel nach Huggenberger kg/cm²	Fahrt 50 km/h: Ausschlag mit Stoß mm	Fahrt 50 km/h: σ kg/cm²	Fahrt 50 km/h: Stoßzahl	auf Null zurück	Schwingungen Hertz: Fahrtdiagramm n_1	Fahrtdiagramm n_2	Fahrtdiagramm n_3	Stabanstoß in Richtung x-Achse	Stabanstoß in Richtung y-Achse	Zeitzeichen Sek.	Bemerkungen
1	20	V_5	i) a)	12	0,4	a 7,8 b	7,6	14,3	IV	15,6	17,2	1,5	214	30,9	385	1,80	nein*)	9	—	200	—	—	1/50	*) Aufnahme ohne vorheriges Einrütteln
2	20	O_{IV}	a) i)	12	0,4	a 11,0 b	11,5	14,6	IV	15,6	18,6	3	395	22,3	474	1,20	ja	—	88	250	165 330	65 150 350	1/50	
3	20	U_5	a) i)	12	0,4	a 9,6 b	9,5	14,3	V	7,4	12,9	2	309	17,5	420	1,36	„	—	—	200	—	—	1/50	
4	20	D_V	a) i)	12	0,4	a 10,0 b	9,6	14,3	V	6,6	6,4	1	120	8,3	156	1,30	nein*)	—	35	200	—	—	1/50	
5	10	Längsträger 5		12	0,4	a 8,2 b	7,8	15,1	V	11,6	6,5	1	346	13,0	692	2,0	„	—	—	350	—	—	1/50	
6	10	Querträger 4	i: innen a: außen	12	0,5	a 160 b	155	14,7	V	21,0	—	1,5	—	—	—	—	ja	—	100	—	—	—	1/50	

Zu Abb. 15. **Stabspannungen einer Fachwerkbrücke von 34 m Stützweite bei Überfahrt einer Lokomotive.**
Obergurt.

Apparat Nr.	Meßlänge cm	Befestigung: Stab	Befestigung: Skizze	Stromverbrauch: Volt	Stromverbrauch: Amp.	Vorspannung a) v. d. Versuch b) n. d. Einrütteln Ω Kohlensäule des Apparates: I	Vorspannung: II	Kabelwiderstand Hin- und Rückleitung Ω	Schleife: Type	Schleife: Empfindlichkeit mm/M. A.	Eichstellung Achse 4 in Knotenpunkt 4: Ausschlag im Diagramm mm	Eichstellung: M. A. am Schaltpult	Eichstellung: σ Mittel nach Huggenberger kg/cm²	Fahrt 50 km/h: Ausschlag mit Stoß mm	Fahrt 50 km/h: σ kg/cm²	Fahrt 50 km/h: Stoßzahl	auf Null zurück	Schwingungen Hertz: Fahrtdiagramm n_1	Fahrtdiagramm n_2	Fahrtdiagramm n_3	Stabanstoß in Richtung x-Achse	Stabanstoß in Richtung y-Achse	Zeitzeichen Sek.	Bemerkungen
1	20	O_V	i) a)	12	0,4	a 7,8 b 7,7	7,6 7,5	14,3	IV	15,6	20,1	1,5	320	25,4	405	1,27	ja	—	—	94			1/50	Vor der Aufnahme 4 Einrüttelfahrten
2	20	„	„	12	0,4	a 10,75 b 10,7	10,6 10,4	14,6	IV	15,6	14,9	3,0	395	18,2	483	1,22	„	—	—	94	165 330	65 150 350	1/50	
3	20	„	„	12	0,4	a 9,2 b 9,4	9,7 9,3	14,3	V	7,4	13,6	2,0	346	24,0	610	1,76	„	—	—	110			1/50	
4	20	„	„ i = innen a = außen	12	0,4	a 10,0 b 9,7	9,6 9,5	14,3	V	6,6	10,7	1,5	220	20,8	428	1,94	„	—	—	110			1/50	

rüttelfahrten aus den vorher erwähnten Gründen mit höherer Geschwindigkeit stattfinden, und schließlich kann die Aufnahme der Oszillogramme vorgenommen werden.

Die Eichung der Oszillogramme wurde mit Hilfe von Huggenberger-Spannungsmessern von 10 cm Meßlänge, durch wiederholtes Auffahren der Belastungslokomotive auf die Brücke in die jeweils ungünstigste Stellung, vorgenommen. Aus dem Mittelwert der Ablesungen dieser Dehnungsmesser konnte dann die statische Spannung errechnet werden. Der infolge der entsprechenden statischen Belastung erzeugte Schleifenausschlag des Oszillographen vor und nach der Aufnahme der eigentlichen Oszillogramme wurde dann der Auswertung der dynamischen Aufzeichnungen zugrunde gelegt.

Das von den Amerikanern verwandte Verfahren, die statische Eichung der Diagramme des Kohledehnungsmessers unmittelbar durch Ablesen der Ausschläge eines genauen Milliamperemeters am Schaltpult vorzunehmen, so daß jegliche Vergleichsmessung mit mechanischen Geräten fortfällt, konnte noch nicht erprobt werden.

Die Möglichkeit, alle Schleifenausschläge, sowie die elektrischen Kontroll-Meßinstrumente auf dem Schaltpult während der Aufnahme zu beobachten, erlaubt bereits sofort eine ziemlich sichere Beurteilung, ob das eben aufgenommene Diagramm brauchbar ist. Im übrigen ist es durch Einbau einer Lichtschleuse vor der Dunkelkammer (z. B. im Meßwagen) möglich, den Film nach äußerst kurzer Entwicklungszeit bereits zu erkennen.

Die Versuche, die zum Teil bei heftigem Sturm und Regen stattfanden, haben gezeigt, daß keinerlei Störungen, z. B. durch Feuchtigkeit, hervorgerufen werden, und daß die ungestörte Beobachtung und Registrierung von gleichzeitig sechs Meßstellen im wettergeschützten Meßwagen einen nicht zu unterschätzenden Vorteil des ganzen Verfahrens bietet.

Die Spannungen sowie Schwingungs- und Stoßzahlen gehen unmittelbar aus den Aufzeichnungen zu den einzelnen Diagrammen hervor (Abb. 14 bis 19). Die in den Tabellen angegebenen z. T. unverhältnismäßig hohen Stoßzahlen bedingen keineswegs immer eine Überschreitung der Höchstbeanspruchungen, da die Dehnungsmesser oft nicht am statisch ungünstigsten Querschnitt angebracht wurden und daher einer Auswertung der Stoßzahl auch nicht die größtmögliche statische Spannung innerhalb des Stabes zugrunde gelegt worden ist. Endgültige Folgerungen können aus den bisher durchgeführten wenigen Versuchen jetzt noch nicht gezogen werden. Einige bemerkenswerte Ergebnisse seien jedoch, vorbehaltlich der Bestätigung durch weitere Messungen auch an anderen Brücken, kurz gestreift.

Erkennbar ist zunächst jedenfalls, daß die durch die Einrüttelfahrten erzwungene, absolute Konstanz der Null-Linie eine gute Bestätigung für das richtige Arbeiten der gesamten Apparatur darstellt. Die systematischen Einrüttelfahrten, die bei mechanischen Geräten und auch rein statischen Messungen unbedingt erforderlich sind, haben jedenfalls zum Erfolg sehr wesentlich beigetragen.

Abb. 16. Stabspannungen einer Fachwerkbrücke von 34 m Spannweite bei Überfahrt einer Lokomotive. Untergurt.

Abb. 17. Stabspannungen einer Fachwerkbrücke von 34 m Spannweite bei Überfahrt einer Lokomotive. Querträger.

Abb. 19. Stabspannungen einer Fachwerkbrücke von 34 m Spannweite bei Überfahrt einer Lokomotive. Pfosten.

Zu Abb. 16. **Stabspannungen einer Fachwerkbrücke von 34 m Stützweite bei Überfahrt einer Lokomotive.**

Untergurt.

Apparat Nr.	Meßlänge cm	Befestigung: Stab	Befestigung: Skizze	Stromverbrauch: Volt	Stromverbrauch: Amp.	Vorspannung a) v. d. Versuch b) n. d. Versuch Ω Kohlensäule des Apparates: I	Vorspannung: II	Kabelwiderstand Hin- und Rückleitung Ω	Schleife: Type	Schleife: Empfindlichkeit mm/M.A.	Eichstellung Achse 4 in Knotenpunkt 5: Ausschlag im Diagramm mm	Eichstellung: M. A. am Schaltpult	Eichstellung: σ Mittel nach Huggenberger kg/cm²	Fahrt 44 km/h: Ausschlag mit Stoß mm	Fahrt: σ kg/cm²	Fahrt: Stoßzahl	auf Null zurück	Schwingungen Hertz: Fahrtdiagramm n_1	n_2	n_3	Stabanstoß in Richtung: x-Achse	y-Achse	Zeitzeichen Sek.	Bemerkungen
1	20	U_5		12	0,38	a 11,3 b	11,05	14,3 14,4 14,3	IV	15,6	21,8	3,0	190	23,6	208	1,08	nein*)	—	—	180	—	—	1/50	*) Aufnahme ohne vorheriges Einrütteln
2	20	„	„	12	0,38	a 11,7 b	11,7	14,7 14,7 14,7	IV	15,6	21,4	2,5	167	26,0	203	1,22	ja	—	—	200	—	—	1/50	
3	20	„	„	12	0,38	a 11,05 b	11,2	14,3 14,3 14,2	V	7,4	17,3	3,0	167	20,8	201	1,20	nein*)	—	75	200	—	—	1/50	
4	20	„	„	12	0,38	a 10,15 b	10,0	14,4 14,4 14,2	V	6,6	18,2	3,5	190	21,4	224	1,18	ja	—	75 100	—	—	—	1/50	
5	10	„	„	12	0,38	a 9,6 b	9,5	15,2 15,1 15,1	V	11,6	12,1	1,5	309	15,1	386	1,25	„	—	87	200	—	—	1/50	
6	10	„	„ i = innen a = außen	12	0,48	a 167,5 b	167,5	14,8 14,8 14,6	V	21,0	10,1	1,0	292	12,1	350	1,20	„	—	87	200	—	—	1/50	

Zu Abb. 17. **Stabspannungen einer Fachwerkbrücke von 34 m Stützweite bei Überfahrt einer Lokomotive.**

Querträger.

Apparat Nr.	Meßlänge cm	Befestigung: Stab	Befestigung: Skizze	Stromverbrauch: Volt	Stromverbrauch: Amp.	Vorspannung a) v. d. Versuch b) n. d. Versuch Ω Kohlensäule des Apparates: I	Vorspannung: II	Kabelwiderstand Hin- und Rückleitung Ω	Schleife: Type	Schleife: Empfindlichkeit mm/M.A.	Eichstellung Achse 4 in Knotenpunkt 4: Ausschlag im Diagramm mm	Eichstellung: M. A. am Schaltpult	Eichstellung: σ Mittel nach Huggenberger kg/cm²	Fahrt 30 km/h: Ausschlag mit Stoß mm	Fahrt: σ kg/cm²	Fahrt: Stoßzahl	auf Null zurück	Schwingungen Hertz: Fahrtdiagramm n_1	n_2	n_3	Stabanstoß in Richtung: x-Achse	y-Achse	Zeitzeichen Sek.	Bemerkungen
2	20	Q_4		12	0,4	a 10,3 b	10,0	14,6	IV	15,6	24,9	—	— 85	36,1	— 123	1,45	ja	—	120	200	—	—	1/50	

Abb. 18. **Stabspannungen einer Fachwerkbrücke von 34 m Stützweite bei Überfahrt einer Lokomotive.**

Längsträger.

Apparat Nr.	Meßlänge cm	Befestigung: Stab	Befestigung: Skizze	Stromverbrauch: Volt	Stromverbrauch: Amp.	Vorspannung a) v. d. Versuch b) n. d. Versuch Ω Kohlensäule des Apparates: I	Vorspannung: II	Kabelwiderstand Hin- und Rückleitung Ω	Schleife: Type	Schleife: Empfindlichkeit mm/M.A.	Eichstellung Achse 4 in Knotenpunkt 4: Ausschlag im Diagramm mm	Eichstellung: M. A. am Schaltpult	Eichstellung: σ Mittel nach Huggenberger kg/cm²	Fahrt 45 km/h: Ausschlag mit Stoß mm	Fahrt: σ kg/cm²	Fahrt: Stoßzahl	auf Null zurück	Schwingungen Hertz: Fahrtdiagramm n_1	n_2	n_3	Stabanstoß in Richtung: x-Achse	y-Achse	Zeitzeichen Sek.	Bemerkungen
1	20	L_5		12	0,4	a 7,5 b	7,6	14,3	IV	15,6	5,7	—	91	10,7	+ 171	1,88	ja	3,3	—	110	—	—	1/50	
4	20	„		12	0,4	a 9,9 b	9,3	.4,3	V	6,6	6,5	—	87	14,3	192	2,20	„	—	—	120	—	—	1/50	

Zu Abb. 19. **Stabspannungen einer Fachwerkbrücke von 34 m Stützweite bei Überfahrt einer Lokomotive.**

Pfosten.

Apparat	Meßlänge	Befestigung		Stromverbrauch		Vorspannung a) v. d. Versuch b) n. d. Versuch Ω Kohlensäule des Apparates		Kabelwiderstand Hin- und Rückleitung Ω	Schleife		Eichstellung			Fahrt 50 km/h			auf Null zurück	Schwingungen Hertz					Zeitzeichen	Bemerkungen
		Stab	Skizze	Volt	Amp.				Type	Empfindlichkeit mm/M.A.	Ausschlag im Diagramm	M. A. am Schaltpult	σ Mittel nach Huggenberger	Ausschlag mit Stoß	σ	Stoßzahl		Fahrtdiagramm			Stabanstoß in Richtung			
Nr.	cm					offen	geschl.				mm		kg/cm²	mm	kg/cm²			n_1	n_2	n_3	x-Achse	y-Achse	Sek.	
1	—	—	—	—	—	a b		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
2	20	V_5	3 3 a i 4 5	12	0,6	a b 8,75	7,5	14,6	IV	—	15,7	—	214	21,6	294	1,38	ja	8	100	150	a*) 200 —400 b*) 240	230 225	1/50	a*) belastet b*) unbelastet
3	20	"	"	12	0,6	a b 14,9	11,0	14,3	V	—	22,5	—	42	40,4	73	1,80	"	8	45	150	a*) 200 b*) 50 160 200	 300	1/50	
4	20	"	" i = innen a = außen	12	0,6	a b 9,4	14,8	14,3	V	—	12,2	—	64	29,3	155	2,4	"	8	70	200	a*) 300 b*) 150 160	175 170	1/50	

$\frac{1}{2}a = \frac{22}{50}$ sek — ~$\frac{1}{10}$ sek — ~$\frac{1}{8}$ sek — ~$\frac{1}{10}$ sek

1 ------ aufgenommene Kurve mit ~ 1 Hertz (vergl. Strecke a der Abb. 19)
2 ——— Kurve mit ~ 7 Hertz (7. Oberton)
3 —·—·— " " ~ 9 " (9. Oberton)
4 ——— zusammengesetzte Kurve aus 2 und 3

Abb. 20. Harmonische Analyse der Ausschwinkungskurve eines Pfostens.

Zeitzeichen: $\frac{1}{133}$ sek

σ_{max} σ_{mittel}

Geschwindigkeit: 10 km/h
Originalvergrößerung: 1:1000
Papiervortrieb = rd. 23 cm/sek
σ_n = 225 kg/cm²
Stoßzahl: 1,06
Schwingung: n_2 = 43 Hertz

Abb. 21. Spannungen im Untergurt einer Fachwerkbrücke von 34 m Sannweite bei Überfahrt einer Lokomotive $v = 10$ km/h.

Auf die Schwebungen im Diagramm der Abb. 15 (Apparat 3 und 4 an den unteren Flanschen des Obergurtes) sei aufmerksam gemacht. Eine einwandfreie Erklärung läßt sich dafür noch nicht angeben. Die beiden unteren Flansche erhalten vermutlich deshalb so hohe dynamische Beanspruchungen, weil ein ausreichender Querverband, z. B. Bindebleche, und auch ein oberer Windverband bei dieser Versuchsbrücke fehlen.

Bemerkenswert sind ferner die Schwingungen, die erst allmählich, nachdem die Belastungslokomotive bereits die Brücke verlassen hat, abklingen und z. T. bis 10 Sekunden und noch länger nachschwingen (Abb. 18).

Bei dem Obergurt (Abb. 15) und Pfosten (Abb. 19) können auffallend langsame Schwingungen, vermutlich Ausschläge des oberen, freien Pfostenendes infolge Fehlens eines Querverbandes (Windverband), sowie der Einfluß der Rahmenwirkung deutlich beobachtet werden. Der Vergleich von Aufzeichnungen zweier im Stabquerschnitt sich gegenüberliegender Apparate 2 und 3 (Abb. 19) auf einem Diagrammstreifen ermöglichte die Feststellung einer Biegungsschwingung von 7 bis 8 Hertz. Die beiden Apparate zeigten zu gleicher Zeit, der eine Zuwachs, der andere eine Verminderung der Zugspannungen, also Schwingungsausschläge nach entgegengesetzten Seiten, d. h. also Biegungsbeanspruchungen.

Um Einblick in die Schwingungsvorgänge nach der Belastung zu gewinnen, sind mit einem harmonischen Analysator durch die Physikalisch-Technische Reichsanstalt in Charlottenburg die Obertöne der Ausschwingungskurve des Pfostens (Apparat 3 der Abb. 19) mechanisch bestimmt worden und das Ergebnis (Abb. 20) dargestellt. Der erste, dritte und elfte Partialton ist, wie obige Zerlegung ergeben hat, wegen seiner kleinen Amplituden und mithin geringen Einflusses nicht mit aufgezeichnet worden.

Auf die außerordentliche Bedeutung der absoluten Gleichzeitigkeit mehrerer Diagramme, die bei mechanischen Einzelapparaten wohl niemals so genau zu erzielen sein wird, sei nochmals hingewiesen. Man kann auf diese Weise durch Anbringen einer größeren Zahl von Apparaten die räumliche Verformungslinie eines ganzen Stabes oder Fachwerkträgers usw., also die Schwingungsform (Grundton oder 1., 2. usw. Oberton) festlegen.

Der Charakter der Schwingungserscheinungen in einem Untergurtstab und somit auch der Stoßkoeffizient läßt sich vorläufig wie folgt auswerten:

1. Bei den Fahrten mit 10 km/Std. Geschwindigkeit (Abb. 21) ergab sich eine deutliche, bisher bei so geringer Geschwindigkeit wohl kaum beobachtete Schwingung von 30 bis 50 Hertz, was lediglich infolge der erheblichen Vergrößerung (1 : 1000) und des raschen Papiervortriebes (23 cm/Sek.) erst erkennbar wurde. Es errechnet sich daraus bereits für 10 km/Std. ein Stoßkoeffizient von 1,06 ($\sigma_{max} = 1{,}06\,\sigma_{mittel}$).

2. Bei den Fahrten von 40 km/Std. (Abb. 22a u. b) sind drei völlig voneinander verschiedene Schwingungen deutlich zu erkennen, und zwar: $n_1 = 4$ bis 6 Hertz, $n_2 = 42$ bis 44 Hertz und $n_3 = 300$ bis 600 Hertz. Vergleicht man diese drei Schwingungen mit den von Hort[2]) errechneten Werten, so kann man vermutlich die langsame Schwingung als den Triebrad- und Timoshenkoeffekt, und die mittlere als Stoßeffekt ansprechen, während die dritte, rasche Schwingung möglicherweise als ein Oberton der Eigenschwingung des Stabes anzusehen ist.

Zu der ersten langsamen Schwingung mit dem weitaus größten dynamischen Einfluß ist folgendes zu sagen. Der Umfang der Triebräder der gewählten Belastungslokomotive ergibt abgewickelt eine Länge von 4,10 m, also nach den russischen dynamischen Lokomotivdiagrammen der Raddrücke[1]) Anstöße in Abständen von 4,10 m. Anstöße von unausgeglichenen Schwungmassen der Lokomotivräder würden daher bei 40 km/Std. in Abständen von $\frac{1}{5{,}5}$ Sek. erfolgen, was mit der theoretischen Eigenschwingung der Brücke, wie später ausgeführt wird, fast übereinstimmt. Für die vorliegende Brücke scheint also in der Gegend von 40 km/Std. Fahrgeschwindigkeit eine gewisse Resonanz zwischen Triebradeffekt und Brückeneigenschwingung vorhanden zu sein, was durch den immer wieder gefundenen, höheren Stoßkoeffizient für diese kritische Geschwindigkeit gewissermaßen bestätigt wird. Mit Lokomotiven von bekannten dynamischen Triebraddiagrammen oder annähernd ausgeglichenen Kräften (z. B. einer 4-Zylinder-Verbund-Schnellzuglokomotive) bezw. bei Brücken mit Eigenschwingungen, die mit den Anstößen durch unausgeglichene Schwungmassen der Lokomotiven nicht übereinstimmen, müßten erneut Versuche, die diese Einflüsse eindeutig trennen, vorgenommen werden.

Abb. 22a. Spannungen im Untergurt einer Fachwerkbrücke von 34 m Spannweite bei Überfahrt einer Lokomotive; $v = 40$ km/h.

3. Die Eigenschwingungszahl bezw. deren Obertöne eines Obergurtes (Abb. 23a bis d) und eines Pfostens (Abb. 24a u. b) im belasteten und unbelasteten Zustande sind auch experimentell, und zwar auf folgende Weise bestimmt worden: Die Stäbe wurden durch Anschlagen mit Vorschlaghämmern in Richtung der X- sowie Y-Achse unmittelbar neben den Dehnungsmessern erregt; sie erhielten dadurch eine Beanspruchung, der mechanische Geräte wohl kaum gewachsen sind.

Die Übereinstimmung der auftretenden Schwingungen bei einer gewöhnlichen Belastungsfahrt mit den Anstoß-Eigenschwingungen der Einzelstäbe, sowohl für die X- wie auch für die Y-Achse, die im Bereich von 50 bis 600 Hertz liegen, erlaubt wohl den Schluß zu ziehen, daß nicht bloß Längsschwingungen (Longitudinalwellen), wie später ausgeführt wird, sondern in ausgeprägter Weise auch Querschwingungen (Transversalschwingungen oder Biegungswellen) unsere Brückenspannungen beeinflussen.

4. Die Amplitudenhöhe der einzelnen Schwingungen, auf den Stoßkoeffizienten umgerechnet, ergibt für n_1 rd. 0,08 (nach Hort[2]) bei 65 km/Std. als Triebradeffekt bei Resonanz und Timoshenkoeffekt zusammen mit 0,20 errechnet), für n_2 rd. 0,15 (nach Hort als Stoßeffekt ebenfalls mit 0,15 errechnet) und für n_3 rd. 0,02 (voraussichtlich Eigenschwingungsoberton des Fachwerkstabes). Daß diese hohen Obertöne keine praktische Bedeutung in bezug auf die Stoßzahl haben, war vorauszusehen; der Zweck der Versuche ist auch keineswegs in der Aufnahme so rascher Schwingungen zu suchen.

Es sei aber darauf aufmerksam gemacht, daß Schwingungen von 600 Hertz, also musikalisch hörbare Töne (Kammerton $a = 435$ Hertz) bisher bei Brückenmessungen noch nicht aufgezeichnet worden sind und nur durch die gewählte Vergrößerung erkennbar wurden. In dem beim Überfahren einer Brücke durch einen Zug entstehenden allgemeinen Geräusch verschwinden diese hohen Töne, was keineswegs ihr Nichtvorhandensein beweist. Damit das menschliche Ohr überhaupt derartige Töne aufnehmen kann, ist sowohl eine gewisse Größe ihrer Amplituden (Tonstärke) als auch eine zeitlich genügende Hintereinanderfolge Vorbedingung.

5. Um die Eigenschwingung der Brücken genauer bestimmen zu können, aus deren Veränderung nach längerem Betriebe möglicherweise sich Rückschlüsse auf ihren Zustand ziehen lassen, sind Versuche mit einem Erschütterungswagen angestellt worden. Der Erschütterungswagen soll den Brücken sinusförmige Schwingungen aufdrücken, und zwar mit Hilfe von sogen. Unbalanzen, d. h. exzentrisch angebrachten Schwungrädern, die verschieden gerichtete Stöße in beliebiger Reihenfolge und Stärke auf die Brücken ausüben können. Bei der vorliegenden Versuchsbrücke ergab sich für lotrechte Stöße in unbelastetem Zustande eine Eigenschwingung von 6,4 Hertz. Theoretisch errechnet sie sich bei Annahme eines einfachen Balkens einerseits in unbelastetem Zustande zu

$$n = \frac{\pi}{2}\sqrt{\frac{5}{384}\cdot\frac{g}{\delta}}^{\,13)} \sim 6{,}6 \text{ Hertz, worin}$$

δ = Brückendurchbiegung, anderseits mit der Versuchslokomotive belastet zu 4,4 Hertz. Das Fallen und spätere Wiederansteigen der Brückeneigenschwingung (in diesem Fall von rd. 6,6 Hertz herunter auf 4,4 Hertz und wieder herauf auf

[13]) Nach „Hütte“ 1925 (25. Aufl.), Bd. I, S. 402, Fall 8 entwickelt und die Durchbiegung δ statt der Spannung σ eingeführt. Es wird hierdurch die Schwierigkeit, welcher Stabquerschnitt und ob mit oder ohne Nietabzug zugrunde zu legen ist, vermieden.

Abb. 22b. Ausschnitt aus Abb. 22a in Originalgröße, zur Kenntlichmachung der Schwingung n_3.

Abb. 23. Anstoßdiagramme von Brückenstäben, Pfosten V_5.

Abb. 24. Anstoßdiagramme von Brückenstäben, Obergurt O_V.

Abb. 25. Wirkungsflächen von Fachwerkstäben (Summeneinflußlinien oder statische Diagramme).

6,6 Hertz) während der Überfahrt der Belastungslokomotive muß daher in allen Diagrammen zum Ausdruck kommen. Die unter 6. später beschriebenen Versuche, die im übrigen mit einem derartigen Erschütterungswagen zu wiederholen sind, zeigten nach Stillstand der Lokomotive eine sinoide Ausschwingungskurve von ebenfalls rd. 6 Hertz. Eine von Bühler[2]) angegebene, empirisch bestimmte Formel ergibt für denselben Belastungsfall 4,48 Hertz. Es liegt hier jedenfalls eine bemerkenswert gute Übereinstimmung zwischen Theorie und Praxis vor. Über weitere im Gang befindliche Untersuchungen mit dem Erschütterungswagen kann zurzeit noch nicht berichtet werden.

6. Ferner ist ein Versuch gemacht worden, die Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Longitudinalwellen gemäß den russischen Anregungen trotz behelfsmäßiger Mittel zu bestimmen, vor allem, um zu zeigen, daß dies mit den Apparaten bei entsprechender Vorbereitung einwandfrei möglich ist. Während der eine Dehnungsmesser an dem ersten Untergurtstab befestigt wurde, ist der andere am entsprechenden letzten Untergurtstab desselben Hauptträgers angebracht worden. Die Belastungslokomotive fuhr so rasch wie möglich unter plötzlicher Schnellbremsung (Sandstreuen) bis zur Größtbeanspruchung des ersten Untergurtstabes auf die Brücke, um sie mit einem möglichst großen Anstoß zu erregen.

Im Diagramm ist durch Vergleich entsprechender Wellenzüge versucht worden, die Phasenverschiebung festzustellen, die die Longitudinalwellen von einem zum anderen Brückenende aufweisen. Der Abstand der Apparate betrug rd. 30 m; die geringe Beanspruchung des am anderen Ufer befindlichen Dehnungsmessers ist sowohl durch die Wahl seiner größeren Meßlänge als auch durch eine empfindlichere Meßschleife im Oszillographen ausgeglichen worden. Zeitmangel verhinderte eine öftere Wiederholung der Versuche. Trotzdem konnte man die Größenordnung der Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Schwingungen roh herauslesen, und zwar ergab sich eine Geschwindigkeit von rund 4400 m/Sek. Legt man die Longitudinalwelle zugrunde, so müßte sich theoretisch eine Geschwindigkeit von 5140 m/Sek. ergeben,

$$v = \sqrt{\frac{E}{\varrho}} = \sqrt{\frac{2\,100\,000}{\frac{7{,}5}{981 \cdot 1000}}} = 514\,000 \text{ cm/Sek.},$$

worin ϱ = Dichte von St 37, die sich der beobachteten Geschwindigkeit bereits bis auf 17 % nähert. Dieser Zeitunterschied läßt sich mit der verzögernden Wirkung nicht zur Fortpflanzung beitragender Teile, z. B. Knotenbleche, lose Nietverbindungen usw., erklären.

7. Schließlich werden aber auch Schwingungserscheinungen bereits durch rein statische Wirkungen, und zwar die besonders beim Längs- und Querträger auftretenden starken Spitzen der bisher wohl allgemein zu sehr vernachlässigten Wirkungsflächen (Abb. 25 u. 26) hervorgerufen.

Unter Wirkungsflächen, also den theoretischen Diagrammen oder Summeneinflußlinien, wie man sie sonst auch nicht ganz zutreffend nennt, wird hier die Summe der mit den entsprechenden Raddrücken multiplizierten Einflußlinien verstanden, die zu einer bestimmten wandernden Lastgruppe (z. B. einer Belastungslokomotive) und nicht einer Last „eins", wie bei einer gewöhnlichen Einflußlinie, gehören. Die rasche Aufeinanderfolge ihrer Spitzen, die leicht mit anderen Schwingungen verwechselt werden kann, ist nur von der Geschwindigkeit der Belastungslokomotive abhängig. Bei 40 km/Std. ergibt sich z. B. für den Längsträger und für den Querträger der untersuchten Brücke eine scheinbare Frequenz von etwa 4 Hertz. Zur Bestimmung der Stoßzahl von Schrägen, Pfosten und vor allem von Quer- und Längsträgern ist es daher unbedingt erforderlich, diese Wirkungsflächen einzuzeichnen (vergl. die Diagramme der Abb. 15, 16 u. 18), um richtige Werte zu erhalten. Die Ordinate jeder Wirkungsfläche wird in einfachster Weise jeweils durch die statische Eichgröße bestimmt, da der Größtwert des theoretischen Diagramms gleich der statischen Spannung für den ungünstigsten Belastungsfall gesetzt werden soll.

Auf die sonderbaren Formen der Wirkungsfläche eines Längsträgerquerschnittes in der Nähe der Einspannung am Querträger (Abb. 26 II) sei hier noch aufmerksam gemacht. Der negative Teil dieses Längsträgerdiagramms führte zur Aufzeichnung einer Wirkungsfläche unter Berücksichtigung der Einspannung am Querträger. Bei Annahme einer nur halb wirksamen Einspannung (weiche Einspannung, da ohne durchgehende Zuglasche und ohne Druckstück), also bei nur halbem Stützmoment, ergab sich ein zu großer negativer Teil, bei Annahme einer etwa ein Drittel wirksamen Einspannung dagegen eine bessere Übereinstimmung zwischen Wirkungsfläche und aufgenommenem Diagramm. Ähnliche Ergebnisse haben die Versuche der Schweizerischen Bundesbahnen für rein statische Messungen gezeigt.

Man ist auf diese Weise auch umgekehrt in der Lage, die tatsächliche Wirkungsweise des stark umstrittenen Längsträgeranschlusses, vor allem was Einspannung und mithin Kontinuitätswirkung betrifft, z. B. schon durch eine Fahrt und nicht erst durch langwierige statische Dehnungsmessungen sehr rasch experimentell genauer zu erfassen.

Auf die Phasenverschiebung von etwa $^1/_{10}$ Sekunde, d. h. dem Nacheilen des empirischen hinter dem theoretischen Diagramm bezogen auf die Fahrtrichtung, sei besonders aufmerksam gemacht (vergl. z. B. Abb. 18, Apparat 4).

Ganz allgemein kann man sagen, daß die in den Spitzen dieser Wirkungsflächen zum Ausdruck kommenden, erheblichen Spannungs- und

Abb. 26. Wirkungsflächen von Fachwerkstäben (Summeneinflußlinien oder statische Diagramme.

——·—— Einflußlinie für volle Einspannung.
———— Einflußlinie für $^1/_2$ bezw. $^1/_3$ Einspannung.
———— Wirkungsfläche.

mithin auch Dehnungsschwankungen einer Frequenz von etwa 2 bis 10 Hertz, unabhängig von jeglichen Schwingungserscheinungen, sicherlich gleichsam ein Pulsieren in dem naturgemäß räumlich arbeitenden gesamten Brückensystem hervorrufen, dessen Ursache in erster Linie von der Fahrbahn ausgeht.

Wir haben es in den vorliegenden Betrachtungen mithin nicht bloß mit statischen, sondern auch mit dynamischen Nebenspannungen zu tun, die leider noch eine wesentliche Verwicklung der an sich schon schwer zu verfolgenden Einzelvorgänge bedeuten. Erst dynamische Untersuchungen, z. B. mit einem Einachswagen,[14]) werden einen Teil dieser vielfach zusammengesetzten Zustände trennen und danach vielleicht klären können. Ein Einachswagen, der die dynamische Belastung von Brücken durch Befahren mit einer schweren Einzelachse von verschiedener Geschwindigkeit ermöglichen soll, würde z. B. die unmittelbare Aufzeichnung einer nur mit dem Gewicht der Einzellast zu dividierenden Einflußlinie experimentell gestatten. Die Versuche der Schweizerischen Bundesbahnen, ihren Einachswagen auch für dynamische Brückenmeßzwecke umzubauen, sind daher mit größtem Interesse zu verfolgen.

Zum Schluß sei erwähnt, daß die Absicht besteht, durch weiteren Ausbau eines der elektrischen Meßverfahren, z. B. der Kohledehnungsmesser, sie auch als Schwingungsmesser bezw. Beschleunigungs-

[14]) Der Brückenbelastungswagen der S.S.B. Schweizerische Bauzeitung 1922, 1. Teil, Heft 16.

messer zu verwenden, wie es Siemann für seine Schiffsuntersuchungen bereits durchgeführt hat.

Entgegen dem bisher verfolgten seismischen Prinzip, d. h. zu registrierende Schwingung schneller als Eigenschwingung, wird man infolge der hohen Eigenfrequenz der Apparate in der Lage sein, unterhalb dieser Zahl zu messen, also statt maßgetreuer Wege maßgetreue Beschleunigungen und mithin richtige Trägheitskräfte zu erhalten.

Es soll versucht werden, durch Anbringen dreier Beschleunigungsmesser in Richtung der X-, Y- und Z-Achse, z. B. an der Welle eines Einachswagens, die ursächlichen erregenden Schwingungen gleichzeitig mit deren Wirkungen, also den erzeugten Spannungen aufzunehmen. Die Forderungen des U.I.C. (Union internationale des chemins de fer), z. B. Einflüsse von Schienenstößen, offenen und geschlossenen Lokomotivreglern usw. festzustellen, lassen sich auf diese Weise vielleicht rasch und sicher aufzeichnen.

V. Zusammenfassung.

Einige Hauptbedingungen, die demnach an einen guten, registrierenden Spannungsmesser zur Untersuchung statischer und dynamischer Beanspruchungen eiserner Brücken gestellt werden müssen, sind demnach kurz zusammengefaßt zurzeit etwa folgende:

1. Apparateigenschwingungszahl: Größer oder gleich 1200 Hertz, damit maßstabgetreue Anzeige von Frequenzen bis zu 300 Hertz sichergestellt ist.
2. Empfindlichkeit: Anzeige der Spannungsänderungen von etwa 5 kg/cm².
3. Genauigkeit: Bei über 1000facher Vergrößerung $\pm 2{,}5\,\%$.
4. Zeitliche Übereinstimmung: Anzeigen von mehreren Meßstellen auf einem Diagramm.
5. Diagrammvortrieb: Zur Aufnahme kurzer Vorgänge Papiergeschwindigkeit bis 4 m/Sek. regelbar.
6. Einfache Eichmöglichkeit.
7. Leichte Bedienbarkeit.

Diese Grundlagen stimmen im wesentlichen mit den bisherigen Forderungen des Preisausschreibens der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft überein. Ob sie überhaupt alle durch einen einzigen Apparat erfüllt werden können, bleibt noch dahingestellt. Mit den elektrischen Verfahren kann jedenfalls der größte Teil davon erreicht werden. Die Notwendigkeit, auch andere als vorwiegend mechanische Geräte auszubilden, hat sich gerade als Folge des obigen Preisausschreibens erst herausgestellt und war wohl früher nicht mit Bestimmtheit vorauszusehen.

Die Nachteile des elektrischen Verfahrens liegen zweifellos in der nicht leichten Bedienung des Oszillographen, wobei freilich zu bemerken ist, daß auch sämtliche, selbst die einfachsten mechanischen, rein statischen Dehnungsmesser unbedingt eingearbeitete Hilfskräfte erfordern.

Die Vorteile des elektrischen Meßverfahrens sind dagegen in erster Linie die praktisch unbegrenzte, hohe Apparateigenschwingung und Vergrößerungsmöglichkeit, geringe Aufspannzeit, Bedienung vieler Dehnungsmesser gleichzeitig von einer Zentralstelle aus, also Ersparnis an Arbeitskräften, absolute Koinzidenz der verschiedensten Vorgänge auf einem Streifen, sowie Verringerung der Diagrammzahl durch Wiedergabe auf einem Papierstreifen von fast beliebig raschem Vortrieb, der damit verbundene Zeitgewinn und schließlich die insgesamt geringeren Kosten.

So ergibt ein Kostenvergleich, daß sechs Kohledehnungsmesser einschließlich einem, als Registriergerät am besten zu verwendenden verhältnismäßig teuren Sechsschleifenoszillographen noch billiger sind, als sechs registrierende mechanische Spannungsmesser. Wesentlich günstiger gestaltet sich das Verhältnis natürlich bei zwölf und mehr Apparaten.

Die Durchführung einer Großzahlforschung ist nur durch gleichzeitiges Ansetzen vieler Apparate bei bereits einer Fahrt durchführbar, was durch elektrische Fernbedienung wesentlich erleichtert wird.

Der oben geschilderte einfache Meßvorgang zeigt jedenfalls, daß ein auf elektrischer Übertragung beruhendes Verfahren nicht allein als wissenschaftliche Laboratoriumsmethode geeignet ist, sondern auch in der Brückenmeßtechnik mit Erfolg verwendet werden kann. Kontrollmessungen oder einfachere Arbeiten mit mechanischen Meßgeräten, deren Brauchbarkeitsgrenze hiermit gegebenenfalls umgekehrt festzustellen wäre, sollen jedoch damit keineswegs ausgeschlossen werden.

Der Zweck des Berichts wird als erfüllt angesehen, wenn es hiermit gelungen ist, die Fachwelt auf die außerordentliche Bedeutung sowie die praktische Brauchbarkeit von elektrischen Meßverfahren[15]) auch für die Praxis des Brückenbaus hinzuweisen, und auf die zahlreichen dort vorliegenden, noch ungelösten und damit vielleicht zu erfassenden Probleme erneut aufmerksam zu machen.

[15]) Den Firmen Siemens & Halske, Gebrüder Siemens, Losenhausen und Fuess sei für ihre wertvolle Mitarbeit bei Durchführung der Versuche an dieser Stelle bestens gedankt.

Über Beobachtungen bei den letzten Erdbeben in Griechenland und Bulgarien.

Die neueren großen Erdbeben in Japan und Kalifornien haben nicht nur die dringende Notwendigkeit zur Entwicklung möglichst erschütterungsbeständiger Gebäudetypen erkennen lassen, sie haben auch sehr umfassende Gelegenheit geboten, das Verhalten der verschiedenen Bauten bei Erdstößen zu beobachten und die Wirkung baulicher Verstöße und Mängel festzustellen: Mit dem Ergebnis, daß man heute dank der Forscherarbeit japanischer, amerikanischer und nicht zuletzt deutscher Ingenieure behaupten darf, über die Ursachen von Erdbebenschäden Klarheit und zu ihrer Verhütung wirksame Mittel zu besitzen. Es sei zunächst kurz auf diese Erkenntnisse eingegangen unter Bezugnahme auf die überaus verdienstvolle Arbeit von Briske, der den Gegenstand nach eigener Anschauung gelegentlich der großen japanischen Katastrophen 1923 studieren konnte und daraufhin auch die amerikanischen Erfahrungen in Kalifornien vom Jahre 1925 sowie bei früheren Beben in San Francisco 1906 und Messina 1908 ausgewertet und ein sehr umfassendes Schrifttum zusammengestellt hat.[1])

In Kürze kann das Ergebnis seiner sehr eingehenden Erhebungen über das Verhalten der verschiedenen Bauarten und Baustoffe dahin zusammengefaßt werden, daß die Ziegelbauweise in Erdbebenländern im allgemeinen nicht zu empfehlen ist, daß auf Grund früherer Erdbebenerfahrungen von 1891 besonders sorgfältig und mit starker Beschränkung der Tür- und Fensteröffnungen und zahlreichen massiven Zwischenwänden gebaute Häuser dieser Art wohl gut gehalten haben, daß diese Ausführung aber eben doch nicht mehr als wirtschaftlich zu bezeichnen ist. Das gleiche ist von Backstein-Gewölbekonstruktionen zu sagen.

Daß sich Holzbauten im allgemeinen nicht bewährt haben, liegt nicht am Baustoff an sich, sondern an der althergebrachten japanischen Holzbauweise, die Verstrebungen nicht kennt. Wo diese vorhanden waren, also bei verschiedenen — überdies auf besonders gutem Baugrund errichteten — altjapanischen Tempelbauten einerseits und bei den nach deutschem Muster durchgebildeten Hochbauten der Staatsbahn anderseits, hat sich die Holzkonstruktion recht gut bewährt. Genau wie bei Holzbauten hat sich der Mangel an Seitensteifigkeit auch bei Tragwerken aus Eisenbeton und Stahl gerächt.

Außer den japanischen Erfahrungen sind gerade bei diesen beiden Bauweisen die Beobachtungen in Amerika lehrreich gewesen. Hier haben überdies die großen Wirbelstürme der letzten Jahre mangelhafte Verstrebung hoher Tragwerke und leichtfertige Bauausführung in ganz ähnlicher Weise bestraft, wie das die erwähnten schweren Erdbeben getan haben. Wenn das bis dahin geradezu unbegrenzte Vertrauen in die Eisenbetonbauweise bei den Erdbeben von 1923, bei denen ein erheblicher Teil solcher Bauten entweder bis zur Abbruchreife beschädigt oder sofort eingestürzt ist, stark ins Wanken geriet, so ist das eben auf die mangelnde Sicherung gegen wagerechte Stoßkräfte zurückzuführen sowie auf überschlanke Säulen, während man mit sachgemäß ausgebildeten Rahmentragwerken in diesem Baustoff genügende Erdbebensicherheit zu erzielen vermag.

Hochbauten in Stahl haben sich — einwandfreie Durchbildung vorausgesetzt — bei Erdbeben besonders gut bewährt. Nach Briske liegt bei stählernen Tragwerken

> „in der Erscheinung des Fließens im Fall einer Überbeanspruchung einzelner Säulen der Hauptvorzug gegenüber Eisenbetonbauten vom Standpunkt der Erdbebensicherheit. Bei Eisenbetonbauten werden — wie die Zerstörungen beweisen — im Falle übermäßig großer wagerechter Kräftewirkung die Säulenköpfe zermalmt, die Säulen also auch ihrer Aufgabe der senkrechten Lastübertragung entzogen. Bei Eisenbauten biegen überbeanspruchte Säulen zwar seitlich aus, bleiben aber zur Übertragung senkrechter Lasten noch genügend tragfähig, um völligen Einsturz zu verhindern. Dabei tritt wohl auch, wenn erst der Grenzzustand des Fließens einmal erreicht ist, eine Art Ausbalancieren der Bewegung ein, da alsdann das Elastizitätsmaß so klein geworden ist, daß die Schwingungsdauer für die Eigenschwingung der Säulen erheblich herabsinkt, sinngemäß auch die Formänderung dem Kraftantriebe so langsam folgt, daß vorher schon der Gegenstoß eintritt."

Zusammenfassend kann auf Grund aller Beobachtungen in Kalifornien und Japan wohl gesagt werden, daß nach örtlichen Verhältnissen und Zweckbestimmung wie überall so auch in Erdbebengebieten ein Baustoff und eine Bauweise gegenüber anderen jeweils Vor- oder Nachteile haben wird, daß es für eine erdbebensichere Ausführung in allererster Linie aber darauf ankommt, ob die Ausführung an sich dem Wesen des Materials entspricht und ob sie ferner standsicher auch in bezug auf alle auftretenden, insbesondere wagerechten Beanspruchungen ist.

[1]) Dr.-Ing. Rudolf Briske, Rgbmstr. a. D.: „Die Erdbebensicherheit von Bauwerken". Berlin 1927, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. (Erweiterter Sonderdruck aus „Die Bautechnik" 1927.) 80 Textabbildungen.

Abb. 1.
Die Kooperativbank in Tschirpan vor dem Erdbeben.

Abb. 2. Die Kooperativbank in Tschirpan nach dem Erdbeben.

Eine Bestätigung dieser Auffassung bieten nach den jetzt vorliegenden Berichten auch die Erfahrungen bei den Erdbeben in Bulgarien und Griechenland vom April 1928, wobei allerdings vorauszuschicken ist, daß in den dortigen Erdbebenbezirken stählerne Tragwerke so gut wie gar

Abb. 3. Das Gebäude des Militärklubs in Plovdiv (Philippopel) nach dem Erdbeben.

Abb. 4. Die zerstörte Landwirtschaftsschule in Sadovo.

nicht, solche in Eisenbeton nur in beschränkter Anzahl vorhanden waren. Erstere haben somit nicht erprobt werden können; das Verhalten der letzteren entspricht durchaus dem oben Gesagten. Die diesen Zeilen zugrunde gelegten Meldungen aus Smyrna, Korinth und Sofia sind dafür z. T. sehr charakteristisch. Als besonders schwer in Mitleidenschaft gezogen werden in Bulgarien die Orte Plovdiv (Philippopel), Tschirpan, Borisovgrad, Omorovo, Spassovo, Rupkite und Sadovo, Trifia Monoleto und Papasli genannt. Verhältnismäßig wenig gelitten hat Sofia, wo allein andernfalls einige wenige Stahlbauten Gelegenheit zu ihrer Erprobung gehabt hätten.

Die Zerstörungen in den genannten, meist kleinen und wenig wohlhabenden Ortschaften waren deshalb so gewaltig, weil es sich bei ihnen fast ausschließlich um leichte Bauwerke, Lehmziegel- und dergleichen Häuser, im besten Fall um möglichst sparsam gebaute Backsteinbauten handelte. Von dem zur Vornahme sachverständiger Untersuchungen eingesetzten Sonderausschuß des bulgarischen Ingenieur- und Architektenvereins wurden in einem Bericht an seine Mitglieder unter anderen groben Verstößen bei Gebäuden dieser Art insbesondere gerügt

Abb. 5. Zerstörungen an einem Tabakdepot in Plovdiv (Philippopel).

„leichtsinnige Ausführung und Vernachlässigung der elementarsten technischen Gesetze in bezug auf die Gründung, die Verbindung von (Natur-) Steinmauerwerk mit Ziegelmauerwerk sowie die leichtsinnige Verwendung von nicht genügend bindendem Mörtel und schließlich die ganz lose Verbindung der Dachkonstruktion mit dem Bauwerk“.

Aus der bulgarischen Hauptstadt schreibt man: „Die Ausführung von Beton- und Eisenbetonbauten datiert in Bulgarien seit dem Jahre 1908, doch waren die hiesigen Baubehörden ihnen gegenüber zunächst sehr mißtrauisch. Die Aufsicht war eine sehr strenge. Es mußte stets das beste Material zur Verwendung kommen und mit einem großen Sicherheitskoeffizienten gerechnet

werden. Die so ausgeführten Bauten haben sich während des Erdbebens im Jahre 1913 sehr gut bewährt und, man ist daraufhin zu einer größeren Verwendung von Beton und Eisenbeton übergegangen. In gleichem Maße erschlaffte jedoch auch die Aufsicht und wurde bezüglich des Materials die größte Ersparnis angestrebt, so daß die in letzter Zeit hergestellten Gebäude sich nicht bewährt haben."

Besonders schwer haben das sechsstöckige Eisenbetongebäude der Kooperativbank in Tschirpan (Abb. 1 u. 2), der Militärklub (Abb. 3) und das katholische Krankenhaus in Plovdiv (Philippopel) sowie die Landwirtschaftsschule in Sadovo (Abb. 4) gelitten. Das erstere ist völlig zusammengefallen und heute nur ein Staubhaufen. Wie vermutet und offen ausgesprochen wird, infolge unangebrachter Sparsamkeit und unsachgemäßer Betonzusammensetzung.

Gegen die Bauweise als solche bedeutet dieser aufsehenerregende Mißerfolg nichts. Nach anderen Meldungen haben sachgemäß ausgeführte und gut gegründete Eisenbetontragwerke im dortigen Erdbebengebiet einwandfrei gehalten. Im allgemeinen sind von den verschiedenen Untersuchungskommissionen die folgenden Feststellungen gemacht worden, die — wie nochmals betont sei — sich durchaus mit den amerikanischen decken.

Wie dort, besonders in Santa Barbara, war auch in Bulgarien mehr der Fassade als der Solidität des Baues Rechnung getragen, das Tragwerk in der Hauptsache auf senkrechte Lastwirkung hin ausgebildet, wagerechte und andere Kräfte nicht berücksichtigt, die einzelnen Bauteile nicht genügend miteinander verstrebt und abgestützt.

Form des Bauwerks und der Bedachung sind für die Erdbebensicherheit von großer Bedeutung: Geschlossene, annähernd quadratische Grundrißgestaltung ist am zweckmäßigsten, Giebelaufbauten, Erker, Kamine, schwere Friese oder andere architektonische Zierarten werden von den Erdstößen zuerst in Mitleidenschaft gezogen und bilden ebenso viele Gefahrenquellen. Mauerrisse zeigen sich — vergl. auch Aufnahmen kalifornischer Erdbebenwirkungen — vor allem an Tür- und Fensteröffnungen, weil hier die versteifende Wirkung zusammenhängenden Mauerwerks fehlt, kurze Balken oder Stürze über den genannten Öffnungen ändern daran nichts (Abb. 5), weil sie nicht im Verband mit einem in sich geschlossenen und versteiften Tragwerk sind, durchgehende Längsbalken dagegen haben Schutz geboten, weil sie eben die genannten Erfordernisse mindestens zum Teil erfüllen. Erwähnt wird die — selbstverständlich — versteifende Wirkung massiver Decken. Bemängelt wird das Fehlen von Ankern und Mauerklammern, nach dem eben Gesagten zweifellos mit Recht. Hölzernen Treppen wird größere Widerstandsfähigkeit beigemessen als massiven, offenbar weil die ersteren in sich einen festeren Verband darstellen und mit dem Gebälk besser verbunden sind, als das bei Stein- oder Betontreppen der Fall gewesen sein mag. Daß die Tragwerke nur auf senkrechte Beanspruchung, nicht auch auf wagerechte Kraftwirkung berechnet waren, wird auch hier bemängelt und die Folgen dieser Unterlassung richtig erkannt.

Inhaltlich völlig gleichartig mit den bulgarischen sind die Meldungen aus Smyrna und Korinth. In der erstgenannten Stadt zeigen von den vorhandenen Eisenbetongebäuden die meisten — offenbar aus den im vorigen erörterten Gründen — mehr oder minder starke Rißbildungen. Eingestürzt sind, dem Vernehmen nach, jedoch keine. Ein Vergleich mit Stahlbauten war in Smyrna nicht möglich, da keine solchen vorhanden sind.

Größer scheinen die Erdbebenschäden in Korinth gewesen zu sein: Eine ganze Reihe größerer Eisenbetonbauten ist hier eingestürzt oder doch schwer beschädigt, die Erfahrungen mit dieser Bauweise scheinen gerade hier besonders unbefriedigt gewesen zu sein. Stahlbauten hatten auch hier keine Gelegenheit zur Erprobung, für den Wiederaufbau plant man die Verwertung der hier und anderswo gemachten Erfahrungen für die Erstellung erdbebensicherer Bauten.

Verschiedenes.

Bau eines 25 stöckigen Hauses in 36 Tagen. Das Lawyers Building in Chicago, ein im Verhältnis zu anderen Hochhäusern noch bescheidener Bau von „nur" 25 Stockwerken, gilt zur Zeit für das am schnellsten gebaute Haus unter seinesgleichen. Es erhebt sich über einer Fläche von 27,8 × 29,4 m und ist etwa 88,5 m hoch. Sein Stahlgerüst wiegt 1956 t. Zu der Möglichkeit, es in so kurzer Zeit zu errichten, wie schon in der Überschrift angegeben, hat sicher auch der Umstand beigetragen, daß alle seine Einzelteile aus einfachen Formeisen bestehen, daß also Fachwerkträger vermieden worden sind.

Am 24. Februar wurde mit der Anlieferung der Teile des Stahlgerüsts begonnen, und am 13. April wurde der letzte solche Teil auf die Baustelle gebracht. Wenige Tage danach war der Aufbau des Tragwerks beendet. Drei Tage mußte die Arbeit wegen des schlechten Wetters ruhen, Sonnabends wurde nur einen halben Tag gearbeitet, und so ergeben sich für die Bauzeit 36 volle Arbeitstage. 50 Arbeiter waren bei dem Bau beschäftigt, der ohne Überstunden fertiggestellt wurde. Als Hilfsmittel diente ein Kran von 15 t Tragfähigkeit mit einem 26 m langen Ausleger, angetrieben von einem 100-PS-Motor. Die Stahlteile wurden mit Kraftwagen an die Baustelle gebracht.

Damit die genannte kurze Bauzeit eingehalten werden konnte, mußte das Lieferwerk für die Stahlteile im engsten Einvernehmen mit dem Unternehmer arbeiten, dem der Aufbau des Gebäudes übertragen war. Es war in Aussicht genommen, daß das Tragwerk für ein Geschoß mit seinen Säulen einschließlich der dazugehörigen Träger für zwei Decken an je zwei Tagen geliefert werden sollten, und zwar so, daß in zwei Wochen das Stahlwerk für drei Geschosse geliefert würde. Diese Bedingung wurde aber alsbald überschritten. Bis zum zehnten Stock wurde vom zweiten an das nötige Tragwerk in anderthalbem Tag geliefert, und dann dauerte die Anlieferung sogar nur einen Tag für die Teile eines Stockwerks. Dabei wurden wöchentlich zwei bis drei Stockwerke angeliefert. In entsprechendem Zeitmaß wurden die Teile eingebaut. Diese Geschwindigkeit wurde dadurch ermöglicht, daß Nacharbeiten an den Stahlteilen auf der Baustelle nicht vorkamen; alle Teile waren so genau bearbeitet, daß sie ohne weiteres aneinander paßten und so, wie sie geliefert waren, eingebaut werden konnten.

Anmerkung der Schriftleitung.

Diese bedeutsame Leistung eines amerikanischen Konstruktionswerkes ist in erster Linie durch eine vorzügliche Baustelleneinrichtung möglich geworden, da Baustahl an und für sich und seine Verarbeitung derart kurze Bauzeiten im Gegensatz zu anderen Baustoffen durchaus zuläßt. Wenn man auch in Berlin beobachten kann, wie die Stahlkonstruktionen für Geschäfts- und Kaufhäuser ungewöhnlich schnell hochgetrieben werden, so können ähnliche Leistungen im Hochbau in Deutschland nicht namhaft gemacht werden, da Hochhäuser von solcher Höhe in Deutschland noch nicht ausgeführt sind. Bei anderen Bauwerken dürften gleiche Arbeitsleistungen durch deutsche Stahlbaufirmen zum mindesten erreicht worden sein, nämlich bei den vielen, während des Weltkrieges ausgeführten Stahlbrückenbauten. Auch aus jüngster Zeit können Beispiele dafür namhaft gemacht werden. Wir verweisen insbesondere auf die in Heft 1 unserer Zeitschrift beschriebene Messehalle VII, Leipzig. Hierbei handelt es sich um 1700 t Stahlkonstruktionen, welche in den ungünstigsten Wintermonaten in genau sieben Wochen aufgestellt wurden. Der verbauten Stahlmenge und Bauzeit nach ist die oben beschriebene amerikanische Leistung fast genau erreicht. In Leipzig wurde sie sogar noch übertroffen, weil es sich hier ausnahmslos um gegliederte Konstruktionen handelt, welche auf der Baustelle viel mehr Nietarbeit erfordert haben dürften.

Beim Bau des Großkraftwerkes Klingenberg wurden 10 000 t Stahlkonstruktionen für die Kesselhäuser vor etwa $2^1/_2$ Jahren, ungeachtet eines zweiwöchigen Streiks, in knapp 9 Wochen aufgestellt, wobei in Höhen bis über 30 m gearbeitet werden mußte. Bei der gleichzeitig dort erbauten Turbinenhalle wurden 2100 t Konstruktionen sogar in 21 Tagen aufgestellt, auch die Stahlkonstruktion des 130 m hohen Berliner Funkturms wurde in der sehr kurzen Zeit von 8 Wochen errichtet.

Auf die Namhaftmachung weiterer Beispiele aus dem deutschen Stahlbau soll verzichtet werden, denn die angeführten Beispiele dürften zur Genüge beweisen, daß die Leistungen des deutschen Stahlbaus denen des amerikanischen zum mindesten nicht nachstehen.

Güter-Tariferhöhung. Die am 1. Oktober d. J. in Kraft tretende Tariferhöhung bringt, soweit der Güterverkehr in Frage steht, eine allgemeine Erhöhung der derzeitigen Frachten um 11 %.

Eine derartige Erhöhung bedeutet für die Wirtschaft eine fühlbare Belastung, die sich zweifellos in den Preisen für die Endprodukte auswirken wird. Wenn es auch zwecklos ist, im gegenwärtigen Augenblick noch Kritik zu üben, so muß doch die Meinung der Wirtschaft eindeutig dahin festgelegt werden, daß es sich hier um eine einmalige Maßnahme handeln muß, die sich auf keinen Fall in lohnpolitischer Beziehung weiter auswirken darf.

Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft hat sich diesen Gedankengängen auch nicht verschließen können, und im Interesse der deutschen Volkswirtschaft und um die allgemeine Lebenshaltung möglichst wenig zu treffen, in die Erhöhung nicht einbezogen die Frachten für die Lebensmittel und die sogenannten Wettbewerbstarife.

Ein weiteres Entgegenkommen kann in den verschiedenen gleichzeitig mit der allgemeinen Tariferhöhung zur Durchführung kommenden Tariferleichterungen, die, von der Wirtschaft lebhaft gewünscht, zum Teil schon beschlossen und nur aus Mangel an Mitteln bisher zurückgestellt waren, erblickt werden.

So wird die Abfertigungsgebühr des allgemeinen Kohlenausnahmetarifs von 11 auf 9 R.-Pf. für 100 kg herabgesetzt werden, wodurch die allgemeine Erhöhung der Kohlenfrachten fühlbar gemildert wird. Die Stahlbauindustrie wird es ganz besonders begrüßen, daß für Eisen und Stahl sowie Eisen- und Stahlwaren der Klassen A bis D nunmehr auch der Ausnahmetarif für die Ausfuhr über die trockene Grenze eingeführt wird. Im übrigen wird sie leider mit einer fühlbaren Verteuerung der Frachten für den Bezug des Walzmaterials und den Versand der fertigen Konstruktionen zu rechnen haben.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des ersten Jahrganges „Der Stahlbau" 7,50 R.-M. und Postgeld

1. Jahrgang | BERLIN, 5. Oktober 1928 | Heft 14

Die Leipziger Baumesse und ihre neue Halle.

Von Regierungsbaurat **Rudolf Stegemann**, Leipzig.

Was dem nach Leipzig kommenden Fremden zuerst auffällt, ist das dortige gesteigerte Lebenstempo, das nur ausgesprochene Handelsstädte aufweisen. Dieses Tempo und die damit zusammenhängende innere Einstellung aller an den großen Aufgaben Leipzigs beteiligten Kreise bringt es wohl mit sich, daß man alle auftretenden großen Aufgaben mit rascher Sachlichkeit und schnell zugreifender Energie erledigt. Diesem Genius loci verdankt es auch die im Frühjahr 1928 gegründete Leipziger Baumesse G. m. b. H., daß die ihr übertragenen Aufgaben in besonders erfreulicher Weise zur Erledigung gebracht werden konnten: Recht im Gegensatz zu Erscheinungen, die zurzeit verschiedentlich in Deutschland bei dem Ausbau und der Neugründung von Messen und Bauausstellungen zu beobachten sind.

In Leipzig war man sich von vornherein darüber klar, daß man durch Ehrenpräsidien, Ausschüsse und Versammlungen nicht zu dem gewünschten schnellen Ergebnis kommen konnte. Im kleinsten Kreise wurden die Pläne des neuen Leiters der Leizziger Baumesse G. m. b. H. durchgesprochen und in erfreulicher Einstimmigkeit sofort genehmigt. Schon auf der diesjährigen Herbstmesse wird sich die erste Auswirkung zeigen. Eine stattliche Reihe groß angelegter Vorträge, die sich mit neuesten Architektur- und Baufragen ebenso wie mit Baustoffen, Bauwerken und Baumaschinen befassen, reihen sich der bereits rühmlichst bekanntgewordenen Straßenbau-Tagung an. Sie werden den in Leipzig zusammenströmenden vielen Tausenden von Fachleuten Gelegenheit geben, die Fülle des auf der Messe Geschauten durch erste Fachleute erläutert zu hören und so leichter zu verarbeiten. Daß man im Rahmen dieser Vorträge auch den deutschen Hausfrauen Gelegenheit gibt, sich über die neuesten Erscheinungen des Wohnungsbaues sowie vor allem die Technisierung der Wohnung zu unterrichten, sei nicht vergessen.

Wir sehen hier einen interessanten Versuch des Leiters der Leipziger Baumesse, ohne an das Grundsätzliche der Messe als reiner Verkaufsgelegenheit zu tasten, doch das ungeheure, hier zusammenströmende Material auch wissenschaftlich auszuwerten und der Fachwelt nahezubringen.

Selbstverständlich wären alle diese Pläne nicht durchführbar, wenn man nicht mit Beschleunigung dafür gesorgt hätte, für die seit Jahren beinahe behelfsmäßig untergebrachte Baumesse ein der Bedeutung der Bauwirtschaft entsprechendes Heim zu schaffen.

Auch hierin zeigte die Herbstmesse 1928, daß man sich in Leipzig nicht mit papiernen Plänen und Wettbewerben begnügt. Auf dem Gelände zwischen der Straße des 18. Oktober und der Reitzenhainer Straße, unmittelbar neben dem sogenannten Freigelände der Baumesse, auf dem die Baumaschinen stehen, wuchs eine ganz neuzeitliche Baustelle heraus, auf der man Baumaschinen neuester Bauart in der Arbeit sieht und auf der gleichzeitig die ersten Binder die künftigen Formen der neuen Halle, die bereits Ende des Jahres fertiggestellt sein wird, ahnen lassen.

Abb. 1. Entwurf Breest & Co. (Vergl. Abb. 9 u. 11.)

Auch die Vorgeschichte dieser Halle zeigt ein grundsätzliches Abweichen von dem bisher Üblichen. Als die Frage ihres Baues erwogen wurde, entschloß man sich grundsätzlich, nicht das äußere Bild, nicht „architektonische" Rücksichten in den Vordergrund zu stellen, sondern die möglichst großzügige Lösung des Konstruktiven! Von dem Gedanken ausgehend, daß die Halle an sich selbst ein Ausdruck gesteigerten bautechnischen Könnens und wirtschaftlichen Denkens sein sollte, trat die Leitung der Baumesse an eine Reihe bekanntester Firmen auf dem Gebiete des Stahlbaues, des Eisenbetons und des Holzbaues heran mit der Aufforderung, geeignete Vorschläge zu machen. Es wurde diesen Firmen dabei nahegelegt, sich ihrerseits mit freien Architekten zu gemeinschaftlicher Arbeit zusammenzufinden. Allerdings behielt sich die Leitung der Baumesse von vornherein die endgültige Entscheidung über die Wahl des künftigen Architekten vor: eine Maßnahme, die sich durchaus als richtig erwiesen hat. An der Ausschreibung beteiligten sich 15 Firmen mit insgesamt 26 Entwürfen. In erster Linie war dabei Stahl und Eisenbeton vertreten, während seitens der Holzindustrie sich nur Baumeister Kurt Friedrich-Leipzig und die Firma Christoph & Unmack, Niesky O.-L., beteiligten.

Nach der wirtschaftlichen Seite hin ergaben sich außerordentlich hohe Preisspannen von rd. 830 000 bis 1 743 000 R.-M., wobei sich herausstellte, daß sowohl der teuerste wie der billigste Entwurf als Eisenbetonbau eingereicht war. Im übrigen konnte als ziemlich gleichmäßiges Mittel bei einer bebauten Fläche von 9300 m² ein Preis von 1 000 000 bis 1 100 000 R.-M. angesehen werden.

Das ganze Bauvorhaben selbst gliederte sich klar in ein Kopfgebäude, das die Räume für Verwaltungs- und Restaurationszwecke, Vortragssaal nebst Eingangshalle aufnehmen soll, und in die eigentliche Ausstellungshalle. Das Kopfgebäude war durchgängig in Eisenbeton geplant.

Hinsichtlich der Ausschreibungsbedingungen ist noch zu sagen, daß nach Möglichkeit den beteiligten Firmen freie Hand gelassen war. Nur

Abb. 2. Entwurf Rudolf Wolle mit Christoph & Unmack, Architekt Schiemichen-Leipzig.

Abb. 3. Entwurf Kell & Löser mit Adolf Netter & Jakobi, Abt. Eisenbau Schiege, Architekten Crämer & Petschler, Leipzig.

Abb. 4. Entwurf M. A. N. (Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg), Architekten Crämer & Petschler, Leipzig.

lich betont, daß der Architekt frei schaffen könnte. Es wird hierauf später noch einmal zurückzukommen sein.

Nach eingehender Prüfung sämtlicher Arbeiten stellte es sich heraus, daß sämtliche Eisenbeton-Entwürfe bis auf einen mit Rücksicht auf die wirtschaftliche Seite nicht zur Ausführung kommen konnten. Ein einziger Entwurf mit Stützen war — wie bereits dargelegt — billig, eignete sich aber gerade wegen dieser Konstruktionsidee nicht für Messezwecke.

Nach weiterer Vertiefung in die Arbeiten, die außerordentlich viel Wertvolles und Beachtliches zeigten, blieben vier Entwürfe der nachfolgenden Bewerber übrig:

1. Breest & Co., Berlin, Architekt Walter Gruner, Leipzig;
2. Kell & Löser, Leipzig, zusammen mit Wolf Netter & Jakobi-Werke, Abt. Eisenbau Schiege, Leipzig, Architekten Crämer & Petschler, Leipzig;
3. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg, Architekten Crämer & Petschler, Leipzig;
4. Rudolf Wolle, Leipzig, zusammen mit Christoph & Unmack, Niesky, Architekt B. D. A. Schiemichen, Leipzig.

Die beiden Entwürfe der Firma Kell & Löser und Wolf Netter & Jakobi-Werke, Abt. Eisenbau Schiege, sowie der in die engste Wahl gekommene Entwurf der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg suchten die Lösung in einer Halle mit Stützen, während die Planungen von Breest & Co. sowie von Rudolf Wolle zusammen mit Christoph & Unmack freitragende Hallen in Holz bezw. Stahl zeigten.

Die meiste Anerkennung fand dabei der Entwurf der Firma Breest & Co., Berlin, die ein gut proportioniertes Binderrautennetz von 60 m Spannweite in Vorschlag gebracht hatte (Abb. 1). Die Konstruktion war dabei derart gedacht, daß die Binder im mittleren hohen Teil der Halle auf 32 m Breite frei im Raum liegen, während sie in den beiderseitigen 14 m breiten Teilen innen unmittelbar vor den stehenden Glasflächen der rautenförmigen Lichtkörper liegen sollten. Es handelt sich dabei um eine Idee, die seitens der Firma Breest & Co. nach Plänen ihres Direktors Schmuckler bereits 1925 für die Deutschen Solway-Werke vorgesehen war und auch zum Patent angemeldet wurde. Seitens des am Entwurf beteiligten Architekten Walter Gruner-Leipzig waren zwischen diesen Lichtkörpern große stehende Fensterflächen vorgesehen zwischen breiten, aus den oben erwähnten Lichtkörpern sich ergebenden Schäften, ein Vorschlag, der in der inneren Raumwirkung zu wechselnden Licht- und Schattenstreifen führte.

die allernötigsten, aus messetechnischen Erwägungen heraus notwendigen Bindungen waren festgelegt; selbst die Frage, ob freitragende Halle oder Halle mit Stützen, war offen gelassen worden. Auch nach der architektonischen Seite hin war einzig die Anregung gegeben worden, die neue Halle der vorhandenen Halle 9 anzupassen, im übrigen jedoch ausdrück-

Die Form des über die ganze Halle frei gespannten Tragwerks nahm auch der gemeinschaftliche Entwurf von Rudolf Wolle, Leipzig, und Christoph & Unmack in Niesky auf, dessen künstlerische Durchbildung in den Händen des Architekten Schiemichen-Leipzig lag (Abb. 2). Die Konstruktion besteht hier aus einem verleimten Vollwandbinder in Parabelform von 52,30 m Spannweite. Die Binderfüße finden ihr Auflager auf Betonstützen, während der Binder selbst T-förmig ausgebildet worden ist. Nach dem Vorschlag der genannten Bewerber sollten die Gurte aus verleimten Brettlamellen bestehen, während der Steg aus Kantholzlamellen zusammengefügt wurde. Auf den Trägern selbst sind die Unterstützen auf den Pfetten gelagert. Diese bestehen aus Eckpfosten und einer seitlichen Verkleidung aufgeleimter und vernagelter Brettafeln, so daß die ganze Stützung als voller Konstruktionsteil wirkt. Die Pfetten selbst sind aus starken Kanthölzern gebildet und werden durch Holzbinder unterstützt. Auf die Tragpfetten werden Kantholzsparren verlegt, um die Dachschalung aufzunehmen. Diesem Holzentwurf war gleichzeitig ein weiterer Vorschlag beigefügt, der unter Beibehaltung des Konstruktionsgedankens die Durchführung in Stahl vorsah. Besonders bestach bei dieser Arbeit noch der Vorschlag des Architekten, auf den wir später noch zurückkommen werden.

Der Entwurf der Firma Breest & Co. hatte gegenüber dem zuletzt geschilderten den Vorzug, daß die Stützen fast vollständig im Mauerwerk lagen, so daß der Raum der Halle und damit die Ausstellungsfläche nur wenig in Mitleidenschaft gezogen wird.

Die beiden anderen in den engeren Wettbewerb gekommenen Entwürfe verlassen das System der freitragenden Halle. Kell & Löser, Leipzig, bringen zusammen mit den Wolf Netter & Jakobi Werken, Abt. Eisenbau Schiege und den Architekten Crämer & Petschler eine Halle auf zwei durchlaufenden Längsportalen, von denen jedes nur zwei Stützen erhält, so daß insgesamt vier Stützen im Innern der Halle vorgesehen sind. Die Portale selbst nehmen im Abstand von etwa 15 m die Dachbinder auf, während das aus Pfetten und Sparren bestehende Traggerippe das Dachhaupt stützt. Portalbinder und Pfetten sind als Blechträger gedacht. Das Oberlicht wird im First der Halle durchgehend auf die gesamte Länge von 140 m bei einer Breite von 15 m angeordnet und nach der Halle zu durch eine horizontale Staubdecke abgeschlossen (Abb. 3 u. 7).

Abb. 5. Entwurf Jurko-Gesellschaft, Architekt Johannes Koppe-Leipzig.

Abb. 6. Entwurf Dyckerhoff & Widmann, Architekt Walter Beyer-Leipzig.

Abb. 7. Entwurf Kell & Löser mit Wolf Netter & Jakobi, Abt. Eisenbau Schiege, Architekten Crämer & Petschler, Leipzig (vergl. Abb. 3).

Der vierte in die engste Wahl einbezogene Entwurf der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg und der Architekten Crämer & Petschler zeigt eine Konstruktion, die in der Längsrichtung der Halle zwei Haupttragwände vorsieht, an die sich quer dazu Spanten anschließen (Abb. 4 u. 8). Die Ausbildung ist dabei derart, daß im Innern nur die Untergurte der Haupttragwände sichtbar sind, zwischen die sich eine Glaswand spannt. Im übrigen liegt die Konstruktion nach außen. Das Charakteristische sind zwei kräftige, aber leicht und schlank aufsteigende Säulen in der mittleren

Abb. 8. Entwurf M. A. N. (Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg), Architekten Crämer & Petschler, Leipzig (vergl. Abb. 4).

Abb. 9. Ausführungs-Entwurf Breest & Co., Architekt Schiemichen-Leipzig (vergl. Abb. 1 u. 11).

Abb. 10. Grundrißanordnung.

Längsachse der Halle. Die Beleuchtung erfolgt durch ein breites, durchgehendes Lichtband an den Seitenwänden.

Im Rahmen dieser Darlegungen sei noch auf einen Entwurf der Jurko-Gesellschaft in Leipzig mit Architekt Johannes Koppe hingewiesen, der nach der innenarchitektonischen Seite eine bemerkenswerte Lösung bringt. Es handelt sich hier um die gestaffelte Verwendung des Shed-Daches, das neben der Möglichkeit einer farbig überraschenden Lösung besonders nach der Beleuchtungsseite hin als glücklich angesehen werden muß (Abb. 5).

Die letzten Verhandlungen, die vor der endgültigen Entscheidung mit den vier erstgenannten Firmen geführt wurden, behandelten vor allem die Frage der Kosten und der Arbeitszeit. Hier standen einander zum Schluß Holz und Stahl, vertreten durch die Firmen Christoph & Unmack und Rudolf Wolle auf der einen Seite und Breest & Co. auf der anderen Seite, gegenüber. Vom konstruktiven wie allgemein bauwirtschaftlichen Standpunkt aus ist es deshalb unzweifelhaft als sehr bedauerlich anzusehen, daß die deutsche Holzindustrie bis auf die Firma Christoph & Unmack und die oben erwähnte Firma Friedrich in Leipzig, die aber dem Verband der holzverarbeitenden Industrie nicht zuzuzählen ist, aus wirklich nicht recht verständlichen Gründen sich diesem wichtigen und verdienstvollen Wettbewerb ferngehalten hat. Der Erfolg blieb schließlich beim Stahl. Die Firma Breest & Co. wurde beauftragt, die eigentliche Ausstellungshalle mit einem lichten Ausmaß von 60 m und einer Gesamtlänge von 140 m schleunigst in Angriff zu nehmen. Sie arbeitete dabei in Arbeitsgemeinschaft mit der Beton- und Monierbau A.-G. in Leipzig und der Firma Bödemann G. m. b. H., Leipzig. Hinsichtlich des Kopfbaues wurde die endgültige Entscheidung noch zurückgestellt.

Hierfür sprachen vor allem Gründe architektonischer Art: Schon seit Jahren wird die Frage erwogen, welches Gesicht die Straße des 18. Oktober endgültig erhalten soll. Ein Wettbewerb, den die Leipziger Messe- und Ausstellungs A.-G. der Stadt Leipzig vorgeschlagen hatte, zerschlug sich leider. Da aber dem Leiter des Leipziger Hochbauamtes, Stadtbaurat Ritter, schon seit langem der Wunsch vorschwebt, endlich einmal einen leitenden und einheitlichen Gedanken in die Architektur dieser bedeutsamen Straße hereinzubringen, wurde die Leipziger Baumesse G. m. b. H. beauftragt, im Rahmen ihrer eigenen Planung grundsätzlich zu dem ganzen Projekt Stellung zu nehmen. Die Leitung der Baumesse entschloß sich daraufhin, von ihrem Recht, den Architekten unabhängig von dem baulichen Teil des Entwurfs zu wählen, Gebrauch zu machen und beauftragte Architekt B. D. A. Schiemichen-Leipzig mit der neuen Planung und der Oberleitung. Die erstere erfolgt im engen Einvernehmen mit Stadtbaurat Ritter und dem Leiter der Baumesse. Die Berufung Schiemichens erfolgte vor allem auf Grund zweier außerordentlich schnittiger Pläne, die er einmal zusammen mit Rudolf Wolle und dann mit der Firma Richter, Kammerling & Co. eingereicht hat und die im Gegensatz zu anderen vorgelegten Entwurfsskizzen eine überaus glückliche Zusammenfassung des Kopfgebäudes mit der eigentlichenAusstellungshalle brachte. Beide Entwürfe zeigten in selten klarer Weise den Materialgedanken herausgearbeitet und in eine außerordentlich flüssige und überzeugende Architektur gebracht.

Im Zusammenhang damit muß zu der außenarchitektonischen Seite noch ein Wort gesagt werden (Abb. 6 bis 9). Wie bereits dargelegt, kam es der Stadtverwaltung, die auf dem Ausstellungsgelände ein besonderes Mitbestimmungsrecht hat, darauf an, eine einheitliche Linie für das künftige Bild der Straße des 18. Oktober zu schaffen. Es schwebte dabei vor, von der am Eingang des Messegeländes liegenden Halle 9 auszugehen

Abb. 11a. Längenschnitt und -ansicht.

Abb. 11b. Giebelwand.

Abb. 11c. Binder-System.

Abb. 11. Konstruktive Einzelheiten des Entwurfs Breest & Co. (vergl. Abb. 1 u. 9).

und aus der Architektur dieses Gebäudes den weiteren Leitgedanken zu entwickeln. Der Hinweis in dem Ausschreiben, sich dieser Halle 9 anzupassen, ist nun von den verschiedenen Architekten sehr verschieden ausgelegt worden. Der Entwurf des Architekten Gruner lehnt sich fast vollständig an die Architektur Puschs der Halle 9 an mit dem Erfolg, daß Kopfgebäude und Ausstellungshalle sich innerlich trennen und gewissermaßen zusammenhanglos aneinanderstoßen. Andere Architekten, wie Walter Beyer-Leipzig (Abb. 6), Dr. Born-Leipzig und Crämer & Petschler, Leipzig (letztere sind bei sieben Entwürfen beteiligt), nehmen den Architekturgedanken der Halle 9 auf, verstehen ihn aber so abzuwandeln, daß sie zu einer vollständig neuen und selbständigen Lösung kommen (Abb. 7 u. 8).

Eine dritte Gruppe wieder macht sich vollständig frei und zeigt eine Kopffassade, die aus dem Rahmen des Ausstellungsgeländes herausfällt und mit Rücksicht auf den oben dargelegten leitenden Gedanken des Hochbauamts nicht geeignet ist.

Die Entwürfe Schiemichens bringen unzweifelhaft den Mittelweg: Sie zeigen einen neuen Gedanken, aufbauend auf den Bauelementen unserer Zeit — Stahl, Glas, Eisenbeton —, und geben doch in ihrer zusammengefaßten Ruhe die Möglichkeit, den Gedanken der Halle 9 in ihnen zu verarbeiten (Abb. 9).

Auch die innere Durchbildung der Halle erfährt eine grundsätzliche Umgestaltung durch Schiemichen. Er übernimmt zwar das Binderrautennetz des Entwurfs Breest, wandelt aber die Konstruktion mit Rücksicht auf die Architektur der Halle wesentlich ab. Die Rautennetzbinder werden weiter auseinander verlegt und in der Höhe wesentlich herabgedrückt, während der Lichtkörper gleichzeitig verkürzt wird. Hierdurch entsteht eine ästhetisch befriedigendere Form. Vor allem gliedert sich der Lichtkörper besser in die Ruhe des Raumes ein. Dann verzichtet Schiemichen auf die stehenden Fenster zwischen den Lichtkörpern und ersetzt sie durch ein an den Längsseiten der Halle horizontal durchlaufendes Lichtband.

Ein unzweifelhafter Vorteil, weil hierdurch die schattenwerfenden breiten Schäfte unter den Lichtbalken, wie sie der Grunersche Entwurf noch aufweist, in Wegfall kommen, so daß die Belichtung der Halle jetzt einheitlich wird und dem Architekten die Möglichkeit gibt, die Innenraumgestaltung ganz unter den einen Gedanken Licht und Farbe zu stellen.

Die Halle selbst wird in ihrer Grundrißdurchbildung (Abb. 10) und in ihrem inneren Ausbau sich als die neuzeitlichste Halle des ganzen Messegeländes darstellen. Ein großer Vortragssaal, bei dem zum ersten Male aus akustischen Gründen Lincrusta als Wandbekleidung Verwendung finden soll, wird mit einem neuzeitlichen Restaurationsraum zusammen schwer empfundene Lücken auf dem Ausstellungsgelände füllen.

Neben den Verwaltungsräumen werden vor allem auch die für die Aussteller dringend benötigten Anlagen in Gestalt von Schreibmaschinen- und Telephonräumen, Konferenzzimmern usw. geschaffen. Die ganze Halle wird dank der Opferwilligkeit der deutschen Baustoff-Industrie — an der Spitze bekannte Klinkerwerke wie Grube Ilse, Ullersdorfer Werke, BUCA Klinkerwerke Buchwäldchen, die Schütte-A.-G., ferner die Deutschen Linoleumwerke und andere — zu einem Ausdruck der Hochleistungen der deutschen Bauwirtschaft und durch sich selbst die beste Werbung für alle an ihrem Bau beteiligten Werke und Unternehmen.

Abb. 11 gibt Aufschluß über die Hauptgrundzüge der Konstruktion: Die Hauptbinder haben eine Spannweite von 60 m. Als System ist — wie im vorigen mehrfach erwähnt — ein Rautennetzwerk ohne Senkrechten zur Ausführung gekommen, das sich auch an den in der Längsrichtung gelegenen inneren Glasflächen in Form einer Gitterpfette fortsetzt. Da die Binder in Abständen von 13,20 m stehen, war für die Unterstützung der z. T. aus Bimsbetonplatten, z. T. aus bewehrten Hohlsteindecken bestehenden Dachhaut Rücksicht auf eine Verminderung der Durchbiegung zu nehmen. Diese sowie gleichzeitig eine Gewichtsersparnis wurde dadurch erreicht, daß die Hauptpfetten in Abständen von 5,9 m als Kontaktträger ausgeführt wurden. Diese Längspfetten tragen querlaufende Sparren, die als Gerberträger ausgebildet sind und auf denen die Dachhaut aufliegt. Die eigenartige Führung der Lichtflächen ist aus Abb. 11a u. b sowie am besten aus Abb. 1 u. 9 zu erkennen: Sie allein vermitteln die gesamte Belichtung; Oberlichter sind vollständig vermieden. Die Hauptstützen bestehen aus Breitflanschträgern Nr. 100;

Abb. 12. Aufstellung der Binder.

sie sind ohne besondere Fußausbildung in den Betonklotz des Fundamentes eingelassen. Ihr Versetzen erfolgt, ebenso wie das der Binder, mittels eiserner Standmaste. Als Gerippe der Wände dient Stahlfachwerk, für das größtenteils P-Träger verwendet sind. Als Wandfüllung sind Gas- und Zellenbeton, Eraklith, Bimsbeton u. a. m. vorgesehen und damit den Besuchern der Messe Gelegenheit gegeben, sich auch über diese Baustoffe ein Urteil zu bilden. Das gesamte Gewicht der stählernen Zellenkonstruktionen beträgt etwa 800 t. Die kittlosen Lichtbinder werden von der Firma J. Eberspächer in Eßlingen ausgeführt und sind insofern bemerkenswert, als die Spannweite für die Streben bis zu 4,50 m beträgt.

Bezüglich der Aufstellarbeiten sei bemerkt, daß der Auftrag Ende Juli 1928 erteilt wurde und am 26. August zur Eröffnung der Herbstbaumesse der erste Binder fertig dastand. Vertragsgemäß muß die ganze Halle bis zum 15. Dezember dieses Jahres fertiggestellt sein. Wie aus der Abb. 12 zu erkennen ist, erfolgt die Aufstellung der 30 t schweren Binder in einfachster Weise mit eisernen Standmasten. Um ein Ausknicken des Binders während des Ziehens zu verhindern, wurde der Untergurt — der beim Hochziehen Druckspannung erfährt — durch angeklemmte, flachliegende I-Träger ausgesteift. Diese einfache Vorrichtung hat sich trotz der großen Spannweite von 60 m des nicht etwa als Kastenträger, sondern als einwandiger Gitterträger ausgeführten Binders gut bewährt. Das Ziehen erfolgt elektrisch innerhalb etwa 15 Minuten.

Zusammenfassend und auch vom Standpunkt des Ingenieurs auf den Wettbewerb zwischen Stahl, Holz und Eisenbeton zurückkommend, sei betont, daß zwar das in Abb. 3 gezeigte, in letzterem Baustoff eingereichte Projekt etwas billiger war als der ausgeführte Entwurf: Es wies jedoch nur kleine Spannweiten von etwa 20 m auf, so daß auch in diesem Falle der Stahlbau seine Überlegenheit eindrucksvoll dargetan hat.

Der Umbau des Berliner „Wintergartens".

Von Geh. Bau- und Ministerialrat Dr. **Friedrich**, Berlin.

Wer das bekannte Berliner Varieté „Wintergarten" nach den Sommerferien wieder besucht, wird gewiß erstaunt sein über das neue, prächtige Gewand, das diese beliebte Vergnügungsstätte erhalten hat. Er wird ohne weiteres feststellen, daß ein Umbau stattgefunden hat und bei näherer Betrachtung auch im einzelnen eine Reihe durchgreifender baulicher Änderungen entdecken: Und doch wird auch der Fachmann zunächst kaum die Fülle der geleisteten Arbeit und der gewaltigen Konstruktionen ahnen, die in Wirklichkeit mit diesem sogenannten „Umbau" verbunden waren. In der Tat stellt der neue „Wintergarten" eine Leistung dar, die sowohl vom Standpunkte des Architekten wie des Bauingenieurs ein Meisterstück genannt werden kann.

Im folgenden seien die hauptsächlichsten Neuerungen, die den Bauingenieur und Theaterarchitekten besonders interessieren, einer näheren Betrachtung unterzogen:

Der erste Blick des Besuchers wird von der Bühne gefesselt, die offenkundig Form und Maß bedeutend gewechselt hat. Hier hat die Umwandlung des Wintergartens einen gewaltigen Schritt vorwärts getan. Der im Jahre 1879 zu einem Zweck, den der Name deutlich verrät, nämlich als Erholungsstätte und Aufenthaltsraum der Gäste des damaligen Bahnhofshotels, erbaute alte Wintergarten wurde im Jahre 1891 zum Varieté umgebaut. Viele der damaligen Besucher werden sich noch der merkwürdigen, weit in den Saal hineinspringenden Podiumform erinnern mit dem seltsamen, zusammenklappbaren Vorhang, wie er der an sich ungünstigen oblongen Saalform entsprach. Erst im Jahre 1926 wurde dieser primitive Bühneneinbau durch einen Baldachin über der Vorbühne ergänzt. Aber auch in dieser Gestalt konnte das Bühnenhaus weder den Ansprüchen des Publikums noch der Theaterpolizei genügen. So ist nunmehr die Bühnenöffnung von 11,50 m auf 26 m erweitert worden (Abb. 1). Das Tiefenmaß konnte sich nicht wesentlich erhöhen — es beträgt jetzt 15 m —, dafür weist die Bühne andere eingreifende Änderungen auf. Neu ist vor allem ein Rundhorizont (Abb. 1), der als dünne, gekrümmte Wandung einen rückwärtigen Abschluß bildet und gestattet, auch ohne Hinterhänge und Dekorationen lediglich durch Beleuchtungseffekte und Projizierungen wechselnde Hintergründe abzugeben. Durch diesen im Abstand von 1,50 m gegen die massive Hinterwand eingeschalteten Rundhorizont wird gleichzeitig ein Umgang gewonnen, eine wesentliche sicherheitspolizeiliche Neuerung, da sie der Feuerwehr und dem Bühnenpersonal die Möglichkeit gibt, ohne Störung für die Bühnendarsteller nach beiden Seiten zu verkehren und im Falle der Panik schnell den Ausgang ins Freie zu gewinnen. Die Höhe der Bühne ist von 6 m auf 9 m gewachsen, während das Vorpodium sich etwas verschmälert hat. Durch diese Verbreiterungen und Erweiterungen wird die Bühne zur größten Anlage ihrer Art überhaupt.

Abb. 1. Gesamtgrundriß.

Der Größe der Bühne entspricht der stählerne Vorhang, der den feuerpolizeilichen Anforderungen gemäß eingebaut werden mußte. Mit seinen Abmessungen von $27 \times 9{,}50 = 256{,}5$ m² wird er ebenfalls zum größten Vorhang in Europa, der — aus einem Stück bestehend — senkrecht hochgezogen werden kann, während der alte Vorhang aus zwei Tafeln bestand, die der geringen darüberliegenden Konstruktionshöhe entsprechend nacheinander hochgezogen werden mußten. Durch die gewaltige Erhöhung des Bühnenhauses ist es gelungen, den großen Vorhang in einer Tafel herzustellen. Sie ist, wie üblich, aus einem stählernen

Rahmenträger mit Versteifung und Wellblechbekleidung gebildet und kann sowohl elektrisch wie mit Hand angetrieben werden.

Der auf 26 m vergrößerten Bühnenöffnung entspricht (Abb. 2) ein Unterzug zur Abfangung der darüberliegenden Wand und der Saalbinderkonstruktion. Er hat 30 m Spannweite und ist bei 14 m Gesamthöhe als Stützbinder ausgebildet. Durch die Verlegung der Fachwerksgliederung in den oberen Teil sind allzu große Knicklängen vermieden, während der untere Teil an den verlängerten Pfosten angehängt ist (Abb. 3). Ungewöhnlich ist die konsolartige Auflagerung der Saalbinder auf diesen Unterzügen. Anfänglich war nämlich geplant, das alte Hallendach auf diesen Konsolen abzusetzen. Nachdem man aber, wie noch später ausgeführt werden soll, gezwungen war, das alte Dach ganz abzutragen und die alten Binder durch neue und längere zu ersetzen, nachdem anderseits die Arbeit auf dem Bühnenhaus zu weit vorgeschritten war, mußte man wohl oder übel auch die neuen Binder auf den Konsolen des Stützbinders abstützen, während sonst die unmittelbare Auflagerung in der Stützbinderebene das Gegebene war. Durch diese konsolartige Auflagerung der neuen Dachkonstruktion entsteht ein Kräftepaar, das besondere statische Maßnahmen erfordert. So wurde ein oberer wagerechter Träger im Untergurt der Bühnenhausbinder und unten ein ebensolcher Träger zur Aufnahme des Kräftepaars über der Vorbühne eingebaut. Diese beiden wagerechten Träger geben ihre Kräfte an die Verstrebungen in den beiden Giebelwänden des Bühnenhauses ab (Abb. 2).

Die Unteransicht des oberen wagerechten Trägers ist mit Rabitz verkleidet, während er oben abgedeckt ist und so als Bedienungsbühne für die Scheinwerfer und den äußeren Rundvorhang dienen kann. Ein zwischen den Pfosten dieses Trägers eingebauter Rost aus nahtlosen Stahlrohren gestattet die Befestigung akrobatischer Geräte an jedem Punkt oberhalb der Vorbühne.

Die Verstrebungen an den Giebelwänden nehmen außer den Auflagerdrücken der wagerechten Träger noch die auf die Längswände des Bühnenhauses wirkenden Windkräfte auf und leiten sie in die Giebelfundamente ab.

In dem Bühnenhaus findet sich noch eine weitere ingenieurtechnisch bemerkenswerte Stahlkonstruktion: Um nämlich die 27 m hohe hintere Giebelwand abzusteifen, ist in etwa 10 m Höhe ein Windträger zwischen Kuppelhorizont und hinterer Längswand eingebaut. Seine eigenartige Gestaltung ist auf Abb. 4 zu erkennen und wird durch den Einbau eines Treppenhauses bedingt.

Die Binder des Bühnenhauses tragen in üblicher Weise den Schnürboden und stützen sich auf den erwähnten großen Bühnenträger, auf der anderen Seite auf stählerne Stiele in der hinteren Rückwand (Abb. 5).

Im übrigen erhält das Bühnenhaus massive Umfassungswände von 38 cm bezw. 51 cm Stärke, die durch stählerne Stützen und Riegel versteift werden.

Die größten Änderungen sind aber mit der Dachkonstruktion über dem Zuschauerraum verbunden. Da diese Arbeiten nicht im ursprünglichen Arbeitsprogramm lagen, sondern unvorhergesehen waren, stellen sie in ihrer Durchführung innerhalb der zur Verfügung stehenden knappen Zeit von wenigen Wochen eine ingenieur- und besonders montagetechnisch außerordentlich bemerkenswerte Leistung dar. Ursprünglich sollte nämlich das alte Glasdach über dem Zuschauerraum erhalten bleiben und durch Konsolen an den Hauptstielen des Stützbinders über der Bühne abgefangen werden, wobei das Konsolmoment — wie bereits ausgeführt — durch je einen wagerechten Verband unten und oben aufgenommen und in die Giebelwände übergeleitet werden sollte. Gelegentlich der Untersuchung, ob es möglich sei, an das bestehende Stahltragwerk des glasüberdeckten Daches noch eine befahrbare Beleuchterbrücke zur Instandhaltung des bekannten Sternenhimmels anzuhängen, entstanden jedoch Bedenken, ob die alten Binder überhaupt noch den derzeitigen Sicherheitsansprüchen genügten. Bedenklich erschien zunächst die Art der Ausführung, welche Anschlüsse der Füllstäbe mit nur einem Niet zeigte und Druckschrägen aufwies, die aus zwei Flacheisen bestehen (Abb. 6). Als man dann später die Frage erörterte, ob man oberhalb des Glasdaches zum besseren Wärmeschutz und zur besseren Abdichtung ein teerfreies Pappdach aus Holz, außerdem noch unter dem Stahltragwerk eine Leinenhaut einbauen könnte, ergab die Nachprüfung der alten statischen Berechnung, daß die Angabe einer noch vorhandenen Lastreserve von 54 kg/m² nicht stimmte. Bei genauem Vergleich der Ausführung mit den alten statischen Berechnungen und Zeichnungen wurde weiter festgestellt, daß die Pfetten nicht im Untergurt, sondern im Obergurt, und außerdem in größeren Abständen angeordnet waren. Ferner entdeckte man, daß der Binder nicht aus Korbbögen, wie projektiert, mit Radien von etwa 4,90 bezw. 10,40 (für die innere Leibung), sondern aus geraden Stücken am Scheitel und stark gekrümmten Stücken in Höhe der Kämpfer zusammengesetzt war. Endlich war der Untergurt, der am stärksten durch Druck-

Abb. 2. Querschnitt durch Bühnenhaus und Zuschauerraum.

Abb. 3. Längenschnitt.

kräfte beansprucht war, nach keiner Richtung knicksicher ausgesteift. Bei dieser unklaren Sachlage wurde der Verfasser mit der genauen statischen Untersuchung der Konstruktion beauftragt, deren Ergebnis die Feststellung einer gänzlichen Überlastung des alten Dreigelenkbogens war.

Die Berechnungen ergaben, daß bei ungünstiger Belastung einige Stäbe über die Quetschgrenze von 1800 kg/cm² hinaus bis annähernd an die Bruchgrenze von 3500 bis 3600 kg/cm² beansprucht wurden. Die Baustoffuntersuchungen eines herausgenommenen Konsolstabes durch das Staatliche Materialprüfungsamt lieferte eine Bruchfestigkeit von 3570 bis 3590 kg/cm², ein Ergebnis, das für Schweißeisen an sich sehr gut genannt werden kann. Besonders ungünstig zeigte sich ferner der Einfluß der starken Untergurtkrümmung und der Windbelastung, der in der alten Untersuchung von 1879 nicht genügend berücksichtigt war. Auffallend mangelhaft war die Durchbildung des schnabelförmigen Anschlusses des Konsols am Dreigelenkbogen (Abb. 7), wo infolge des scharf gekrümmten Untergurts sehr unangenehme Biegungsspannungen als Nebenspannungen nachgewiesen werden konnten. Die Untersuchung hatte das Endergebnis, daß die Konstruktion im Sicherheitsinteresse unter allen Umständen zu beseitigen war.

Abb. 4. Decke über dem 2. Obergeschoß mit Windträger zwischen Kuppelhorizont und hinterer Längswand.

Die Bauherrin hat sich demnach notgedrungen zu einer neuen Stahlkonstruktion entschließen müssen. Maßgebend für die Formgebung der neuen Binder waren baupolizeiliche Rücksichten: Vor den ringsherumgehenden Zimmern des Zentralhotels sollte ein genügend breiter Umgang und vor den Fenstern genügend lichtgebende Abstände beibehalten werden (Abb. 8). Durch schnabelartige Schweifung der Binder konnten sie jetzt unter Wahrung dieser Abstände auf die Pfeiler des Zentralhotels aufgelagert werden, während sie (Abb. 2) früher auf besonderen Konsolen aufruhten.

Abb. 5. Binder des Bühnenhauses (Montagebild).

Auch in der Längsrichtung des Saales erhält die Dachform eine Änderung. Während das alte Dach bei einer Saallänge von 75 m bis an die beiden Giebelwände heranreichte, wurde die Länge jetzt auf 57 m verkürzt, so daß das Dach jetzt von beiden Stirnwänden je 9 m entfernt bleibt, eine Einschränkung, die auch den Gesamtzuschauerraum um 18 m verschmälert. Alle diese Veränderungen ergaben folgende Dachkonstruktion über dem Zuschauerraum: Der Binderabstand beträgt 5,94 m, die Spannweite der Binder vor der Bühne wächst auf 20,85 m, die der übrigen Binder auf 23,70 m. Sie sind alle gleichartig ausgebildet, und zwar nach dem Binder von 23,70 m mit 5,94 m Belastungsbreite. Die Eindeckung besteht aus Holzpappdach, nur der untere schräge Teil des Daches und der Laufsteg erhalten eine massive Eindeckung mit Zement-

Abb. 6. Der alte Dreigelenkbogen des Glasdaches über dem Zuschauerraum.

Abb. 7. Konsole an der alten Dreigelenkbogenkonstruktion des Glasdaches.

Stabkräfte im Dreigelenkbogen (vergl. Abb. 6).

Stab	Eigengewicht		Schnee			Wind		Eigengewicht d. Konsole		Größte Stabkraft	
	+	−	rechts	links	voll	rechts	links	+ t	−	+ t	−
1	2,95	—	+ 0,3	+ 1,5	+ 1,8	+ 0,2	+ 1,95	3,50	—	9,20	—
2	—	4,4	− 1,0	− 2,25	− 3,25	− 0,6	− 1,05	—	3,80	—	12,50
3	—	3,8	− 0,85	− 1,95	− 2,80	− 0,52	− 0,95	—	3,30	—	10,85
3	—	5,5	− 1,2	− 2,8	− 4,0	− 0,75	− 1,30	—	4,70	—	15,50
5	3,1	—	+ 0,7	+ 1,55	+ 2,25	+ 0,43	+ 0,70	2,60	—	8,65	—
6	1,0		0,13	0,45	—	0,05	1,5	—	1,80	rd. 4,9	—
7	2,85		0,62	1,45	—	0,38	0,7	—	2,50	—	rd. 8,1

dielen. Am Untergurt der Binder ist eine Rabitzdecke aufgehängt. Die Konstruktionshöhe der neuen Binder beträgt 2 m, die Form ist aus Abb. 8 erkennbar. In dem Dach sind außerdem fünf Oberlichter angeordnet auf Grund einer Forderung der Theaterpolizei, die Wert darauf legt, daß auch das Sonnenlicht in den Saal eindringen kann und damit den neuzeitlichen hygienischen Anforderungen Rechnung getragen wird. Abends werden diese Oberlichter durch dunkle Vorhänge geschlossen. Die Lichteinfallschachte dienen gleichzeitig als Entlüftung.

Dieser neuen Formgebung des Daches entsprechen auch die neuen Saalabmessungen: Wie bereits ausgeführt, ist die Längenausdehnung von 75 auf 57 m verkürzt. Trotz dieser nicht unerheblichen Einbuße ist es gelungen, die Anzahl der Sitze zu erhalten, wobei der Sehwinkel so erheblich verbessert wurde, daß sämtliche Zuschauer die Bühne nunmehr übersehen können. Dabei konnten trotz der Verkleinerung bequeme Sessel und Sitzreihen angeordnet werden. Der neue „Wintergarten“ wird 1884 Plätze haben wie der alte. Das Kunststück war dadurch möglich, daß man die Terrasse gegenüber der Bühne hoch genug gelegt hat, um noch eine Reihe Logen zu gewinnen, deren Zugang von einem hinteren Umgang erfolgt (Abb. 1). Der alte „Wintergarten“ hatte verkehrstechnische Schwächen, da gerade diese Terrasse den Verkehr zwischen den hinteren und vorderen Saalteilen stark hemmte. Durch die Höherlegung der Terrasse und durch die Schaffung des hinteren Umgangs hat sich die Verkehrssicherheit wesentlich erhöhen lassen. Auch sonst wird die Entleerungsgeschwindigkeit dadurch in willkommener Weise gesteigert, daß vier mittlere radiale Gänge in die Sitzreihen gelegt sind.

Abb. 8. Die neue Stahlkonstruktion des Glasdaches über dem Zuschauerraum.

Besonders hervorgehoben zu werden verdient die Schnelligkeit des Arbeitsvorganges, bei dem trotz der notwendig werdenden Abtragung des Daches und seines Ersatzes durch ein neues Stahltragwerk außerordentlich kurze Bauzeiten erzielt sind, wie aus folgenden Angaben erhellt:

1. Der Auftrag für das Bühnen- und Garderobenhaus wurde am 13. April 1928 erteilt,
2. der Auftrag für das neue Dach am 24. Mai 1928,
3. Montagebeginn auf der Baustelle (Abtragung der alten Halle) am 5. Mai,
4. Montagebeginn des neuen Bühnenhauses am 20. Mai,
5. Abbruch der alten Dachkonstruktion 25. bis 30. Mai,
6. Montagebeginn der neuen Dachkonstruktion am 1. Juni,
7. Montagebeendigung
   a) des Bühnenhauses am 15. Juni,
   b) der neuen Dachkonstruktion am 20. Juni.

Diese bedeutende ingenieurtechnische Leistung hat die Eisenbaufirma Breest & Co. vollbracht, deren Oberingenieur Eichler dabei das besondere Verdienst hat, daß Abbruch und Montage reibungslos ineinandergriffen.

Die Oberleitung des gesamten Baues lag in den Händen des Architekten Kratz, während die Bauausführung in der Hauptsache durch die bekannte Firma Heilmann & Littmann erfolgte.

Die Stahlkirche auf der Presse-Ausstellung in Köln 1928.[1]

In einem seinerzeit in Berlin über Fragen und Vorschläge zum neuzeitlichen Kirchenbau gehaltenen Vortrag fordert Prof. D. Otto Bartning, der Schöpfer der im folgenden zu schildernden Kirche auf der Kölner Pressa-Ausstellung:

„Greifen wir die Aufgabe (der Baustoffwahl im Kirchenbau) an ohne stilistisch-romantische Voreingenommenheit mit den klaren Mitteln heutiger Technik. Solange die Kirche glaubte, ihre Würde nur in überlieferten Bauformen und Baustoffen ausdrücken zu dürfen, bekannte sie sich damit unbewußt als eine Angelegenheit von gestern. Laßt uns aber den Mut haben, auch unsere Kirchen in aller Freiheit und aller Gesetzmäßigkeit heutiger Technik zu bauen, so wird etwas von jener verborgenen Religiosität unserer Maschinenhallen, Brücken und Schleusenwerke in den Kirchenbauten sich entfalten im selben Sinne, wie die Gotik eine technische Erfindung war, und so wird die Kirche als eine Angelegenheit des Heute und Morgen sich erweisen.“

Abb. 1.
Grundriß des Kirchenschiffes mit Trägerlage.

Abb. 2. Längenschnitt.

[1]) Bearbeitet nach Mitteilungen der Maschinenbau-Anstalt Humboldt in Köln-Kalk sowie nach Dr. Paul Girkon u. D. Otto Bartning: „Die Stahlkirche. Ein evangelischer Kultbau auf der Pressa in Köln“. Heft 8/1928 der monatlichen Veröffentlichungen der Beratungsstelle für Stahlverwendung in Düsseldorf, Stahlhof.

Abb. 3. Gemeindesaal, Innenansicht.

In der Tat ist in der Gotik der Architekt zum Ingenieur geworden, der sich nicht mehr — wie beim romanischen Baustil — vom Material beherrschen ließ, der vielmehr mit zielbewußter Kenntnis darauf hinarbeitete, die Masse des Stoffes bis aufs äußerste zu beschränken und die Standsicherheit des Bauwerks nur auf die Tragkraft des Steins und auf die Spannung der Konstruktion zu gründen.

Der steile Aufflug dieser erdentbundenen, gleichsam vergeistigten Bauekstasen der Gotik fand seine Grenze in der Tragfähigkeit des Steins. War der Gotik damit für lange Zeit ein Ziel gesetzt, so war aus dem gleichen Grund dem gotischen Bauwillen eine Wiedergeburt beschieden, sobald ein Baustoff erfunden wurde, der gleichsam nur gespannte Kraft ist und unerhörte konstruktive und architektonische Möglichkeiten erschließt: Der Stahl.

Es sei erinnert an das Wort von der „heimlichen Gotik" stählerner Brücken- und Bahnhofsgewölbe! In der Tat ist hier der Bereich, in dem aus dem Wesen des Werkstoffs und seiner statisch-konstruktiven Eigenschaften eine neue Gotik entstehen mußte. — Nicht aus nachgeahmter Bauform, sondern aus wiedergeborenem Baugeist. Der Zweckbau, durch keine Tradition belastet und ohne allzu große Hemmung durch Ehrgeiz oder Zwang zur Repräsentation, bemächtigte sich der neuen Möglichkeiten und schuf den heutigen Baustil.

Aber nicht aus dem äußeren Verwendungsbereich, sondern aus dem Wesen des Werkstoffs und der Konstruktion allein darf ihr sakraler oder profaner Charakter hergeleitet werden: Greift man diese Aufgabe ohne Voreingenommenheit an, dann ist es seltsam, wie unverkennbar ein Moment des latent Sakralen gerade dort hindurchbricht, wo eine solche Wirkung ganz gewiß nicht beabsichtigt ist: In der schwingenden Kraft, mit der stählerne Bogen Tiefe und Weite überwinden, in den fast stofflosen Kraftlinien, in denen stählerne Spannung die Anziehungskraft der Erde nicht zu fühlen scheint. In dieser völlig absichtslosen, nur aus dem Wesen von Material und Konstruktion entstehenden sakralen Formprägung liegt die Berechtigung zu sakralen Aufgaben. Nicht in einer von außen herangetragenen Einteilung der Baustoffe in weltliche und kirchliche.

Das Gesamtbauwerk besteht (Abb. 1) aus einem rechteckigen Turmteil von 8 m Tiefe und 25,3 m Höhe sowie dem eigentlichen Kirchengebäude, dessen Grundriß sich der Form einer schmalen, langgestreckten Parabel nähert und eine vordere Breite von 19 m hat. Es sind zwei Stockwerke vorhanden, deren unteres (Abb. 2) den Gemeindesaal enthält, bestehend aus Vorhalle, Versammlungsraum und Bühne, umgeben von Nebenräumen und Sakristei, aus der eine Treppe zum Chor der Kirche führt. Der Saal, dessen gläserne Wände verhaltene lichte Farben und strenge Ornamentik zeigen, ist in seiner Ausstattung bewußt unterschieden von dem sakralen Charakter des Kirchenschiffes als schlichter Versammlungsraum, der für Versammlungen sehr verschiedener Art dienen muß und dessen Eindruck den Übergang des Werktags zum Sonntag vermitteln soll (Abb. 3). Wie der Längenschnitt (Abb. 2) zeigt, ist der Gemeindesaal in 5,50 m Höhe über dem Fußboden nach oben abgeschlossen durch eine Eisenbetondecke zwischen stählernen Walzträgern. Zwischen den beiden den Kopfbau krönenden Türmen, deren kubische Massive die frei hängenden, von außen sichtbaren fünf Glocken des Geläutes tragen, steigt vom Dachfirst das stählerne große Kreuz empor. Am Fundamentbalken desselben (Abb. 4) schweben zwei Stundenglocken. Abb. 4 zeigt eine äußere Seitenansicht, die Innenansichten Abb. 5 u. 6 das Kirchenschiff mit Altar und Kreuz vom Seitenumgang her sowie den Orgelchor.

Es ist bedeutsam und nicht zufällig, daß bei der Schaffung eines neuen Sakralbaustils mit stählernem Tragwerk auch die uns von gotischen Domen her vertraute Glasmalerei eine Wiedergeburt erlebt hat: Wenn die Glaswand ohne Unterbrechung sich zum gläsernen Raum entfalten soll, bedarf sie eines tragenden linearen Gerüstes, das nur der Stahl ihr zu bieten vermag. Anderseits bedarf die körperlose Raumkonstruktion stählerner Tragwerke einer Wand, die nicht ein neues stoffliches Element in das Raumgebilde hineinträgt und damit zunichte macht, was die stählerne Kraftlinie aufbaut. Einer Wand, die gleichsam Mauer ist, die abschließende Flächen schafft und sie doch zugleich aufhebt. Eine gleichsam imaginäre Wand, die zu schaffen nur das Glas und die Glasmalerei in der Lage sind.

Abb. 4. Seitenansicht.

Das gesamte Traggerippe der Kirche ist aus Peiner I-Breitflanschträgern aufgebaut mit Ausnahme der Binder, die als Blechträger ausgebildet sind. Das Turmgerüst (Abb. 7) ist durch Verbände ausgesteift, das Tragwerk des Kirchenschiffes besteht aus vierstieligen Rahmen (Abb. 8 u. 9). Bemerkenswert ist die Gründung des Bauwerkes: Statt der üblichen Fußausbildung der Stützen sind die beiderseits der Stiele fest mit ihnen verbundenen Peiner Breitflanschträger angeordnet. Als Gründung dient eine darunter angeordnete dünne Betonplatte (Abb. 9). Die Dacheindeckung und die Umkleidung des Turmes sowie des Kirchenschiffes von Fußbodenoberkante bis zur Höhe der Bühne (Abb. 2 u. 4) erfolgte mit Kupferblech auf Holz. Im übrigen sind — wie schon bekannt und begründet — die Umfassungswände des Kirchenschiffes von Oberkante Bühne — also etwa vom Fußboden des Kirchenschiffes aufwärts — bis zur Traufe in Buntverglasung ausgeführt.

Bei der Ausbildung des stählernen Tragwerkes waren maßgebend [2]) einmal der Gesichtspunkt gegenseitiger Durchdringung der Baugestaltung und des statischen Systems sowie der Wunsch nach leichter Aufstellungs- und Abbaumöglichkeit zwecks Wiederaufbau an anderer Stelle. Endlich war der schlechte Baugrund zu berücksichtigen und nach Maßgabe des eben gesagten möglichst die Vermeidung verlorener Fundamente auf dem Gelände der Ausstellung anzustreben. Wie den letzten beiden Bedingungen entsprochen werden konnte, ist oben gesagt und in Abb. 9 dargestellt: Das Größtmoment für die normalen Fundamentträger betrug 60 mt, verwendet wurden je 2 I NP 50 und die Breite der Fundamentplatten so gehalten, daß die Bodenpressung den Wert von 0,8 kg/cm² nicht überschritt. Diese Anordnung der Fundamentträger ermöglichte einerseits die einfache Lagerung und Einspannung der Stützen und sicherte anderseits die Aufnahme der Horizontalkräfte.

Die sechs rahmenartigen Binder des Kirchenschiffes stehen im Abstand von 3,22 m. Jedem von ihnen entspricht ein auf besonderer Stütze gelagerter Unterzug für die Decken über dem Gemeindesaal (= Fußboden - Kirchenschiff). Bei der großen Spannweite dieser Unterzüge von 9,90 bis 14,90 m wurden für sie I P 50 bis 70 verwendet (Abb. 9). Der die Last des Daches aufnehmende Binderriegel ist als Blechträger auf vier Stützen ausgebildet. Sowohl statische wie ästhetische Gründe führten dazu, die Innenstützen als Pendelstützen auszubilden und damit eine Einschränkung ihrer Querschnitte zu erzielen. Im Gegensatz hierzu wurden die Außenflächen dadurch, daß sie die Horizontalkräfte aufzunehmen hatten, kräftiger: Ein Umstand, der den für das Auge betonten Stellen zustatten kam. Für die Innenstützen im Bereich des Hauptschiffes sind I P 30, für die Außenstützen bei einer größten Normalkraft von $N = 16{,}9$ t und einem Moment von $M = 44{,}4$ mt I P 40 verwendet. Sowohl Innen- wie Außenstützen wurden in Längen von 20 m vom Werk geliefert.

Abb. 6. Innenansicht nach dem Orgelchor.

Vermittels der an die Kragarme der Deckenunterzüge angeschlossenen kurzen Schleppträger wird eine Verteilung der wagerechten Windkräfte auf alle im Erdgeschoß befindlichen Stützen erreicht. Die konstruktive Durchbildung der Abschlußrundung ist den Regelbindern angepaßt. Der

[2]) Vergl. das Kapitel „Die statisch-konstruktive Durchbildung“ von Kuhn und Dipl.-Ing. H. Schaim der in Fußnote [1]) erwähnten Veröffentlichung.

Abb. 5. Innenansicht vom Seitenumgang auf das Kirchenschiff mit Altar und Kreuz.

Abb. 7. Zusammenbau des Turmgerüstes. Bauzustand Ende April 1928.

Kopfbau mit den Türmen wird durch einen besonderen Übergangsbinder an das Kirchenschiff angeschlossen. Seine Wände sind ebenso wie die der Türme als Stahlfachwerkwände ausgebildet. Als Fachwandstiele dienen ⌶ P 28, das gleiche Profil haben die sämtlichen Stützen im Innern des Kopfbaues; sie wurden gemäß der im Hauptschiff getroffenen Anordnung Abb. 9 in die Fundamentträger eingespannt.

Abb. 8. Aufstellung der Binder des Kirchenschiffes. Bauzustand am 14. April 1928.

Der auf die obere Hälfte der Stirnwand des Kopfbaues und auf die Türme wirkende Winddruck wird durch einen in der Hauptdachebene liegenden Windverband aufgenommen und durch Verbände in den Seitenwänden auf die Fundamente übertragen. Im Innern des Kopfbaues befindet sich in 8,10 m Höhe eine Empore, deren Träger an die Stützen der Stirnwand und an die Mittelstützen angeschlossen sind. Die Deckenplatte dieser Empore nimmt den auf sie entfallenden Anteil des Winddrucks auf und verringert gleichzeitig die freie Länge der Stützen. Der Winddruck auf die Seitenwände der Türme und des Unterbaues sowie die infolge des 3,22 t schweren, seitlich ausschwingenden Geläutes entstehenden wagerechten Kräfte werden von Verbänden in der Stirnwand und durch den Übergangsbinder zwischen Hauptschiff und Kopfbau aufgenommen und in die Fundamente geleitet. Das Gewicht der Stahlkonstruktion beträgt 410 t, ihre Herstellung erfolgt durch die Maschinenbauanstalt Humboldt in Köln-Kalk, Entwurf und Berechnung durch Kuhn und Dipl.-Ing. Schaim, beratende Ingenieure in Berlin. Architektonische Ausbildung und Gesamtleitung lagen in den Händen von Professor D. Otto Bartning in Berlin, die Glasmalereien sind von Elisabeth Coester in Eisenach, die Glaslieferung erfolgte durch die Vereinigten Zwieseler & Pirnaer Farbenglaswerke.

6300
13600
I P 30
2000
2000
19000
Kirchenschiff
I P 40
Heizung
I P 50-70
Gemeindesaal
2 I NP 50
2600
13800
2600
3220

Abb. 9. Querschnitt.

Verschiedenes.

Die Steuerpflicht deutscher Unternehmer in Frankreich bei Reparationslieferungen. Deutsche Firmen haben bei der Ausführung von Reparationsaufträgen für Frankreich nachträglich die Überraschung erleben müssen, daß sie an französischen Steuern erhebliche Zahlungen zu leisten hatten, die um so mehr ins Gewicht fielen, als beim Angebotspreis die Steuerfrage nicht in Betracht gezogen war. Hierbei handelt es sich nicht um französische Reparationslieferungen gemeinhin, sondern um die Fälle, in denen insbesondere Bauleistungen als Sachleistungen ausgeführt wurden.

Größtenteils bestand über die Steuerpflicht bislang Unkenntnis, die in der Hauptsache darauf zurückzuführen war, daß festumrissene Grundsätze über die Regelung der Steuerpflicht deutscher Unternehmer, die Sachlieferungsverträge in Frankreich ausführen, nicht aufgestellt waren. Eine einwandfreie und genaue Kalkulationsbasis war somit nicht gegeben. Verschiedentlich ist der Versuch gemacht worden, eine Änderung herbeizuführen, dadurch, daß man anstrebte, einen vollständigen Steuererlaß für alle Reparationslieferungen durchzudrücken oder zumindest genaue Angaben über die Höhe der zu zahlenden Steuerbeträge, ausgedrückt in einem Prozentsatz des Lieferwertes, zu erhalten. Den Bemühungen nach dieser Richtung hin ist ein Erfolg indes nicht beschieden gewesen.

Neuerdings sind jedoch die Grundsätze für die Steuerpflicht der deutschen Unternehmer durch ein Schreiben der französischen Delegation bei der Reparationskommission niedergelegt worden.

Danach regelt sich die steuerliche Stellung der deutschen Unternehmer nach den Grundsätzen des allgemeinen Rechtes, nach denen die Vornahme wesentlicher Handlungen (actes essentiels) eines Gewerbes in Frankreich eine zur Ausübung dieses Gewerbes bestimmte Niederlassung zur Voraussetzung hat. In Anlehnung an diesen Grundsatz ist auch in den behördlichen Ausschreibungsbedingungen, z. B. des Ministeriums für öffentliche Arbeiten, ganz allgemein vorgesehen, daß der Lieferant verpflichtet ist, auf die Dauer eines Vertrages in Frankreich Wohnsitz zu nehmen. Grundsätzliche Einwendungen gegen diese Bedingung werden demnach, auch soweit der Reparationsverkehr in Frage steht, nicht erhoben werden können. Die Notwendigkeit der Errichtung eines Wohnsitzes in Frankreich (pro forma Wohnsitz) während der Durchführung eines Vertrages ist also gleichbedeutend mit der Steuerpflicht.

Es kommt hier in Frage die Gewerbesteuer (contribution des patentes) und die Steuer auf Gewerbe- und Handelseinkommen (impôt sur les benefices industriels et commerciaux).

Die Gewerbesteuer regelt sich, soweit die Arbeiten für Rechnung von Privatpersonen oder privaten Unternehmen ausgeführt werden, nach der Art des ausgeübten Gewerbes ohne Rücksicht auf das Entgelt für die Arbeiten (droit des patentes). Handelt es sich jedoch um Arbeiten, die für Rechnung des Staates oder öffentlicher Körperschaften (Departements, Gemeinden, öffentliche Anstalten) ausgeführt werden, so ist die Gewerbesteuer für das Gewerbe eines Unternehmers von öffentlichen Arbeiten anzuwenden. Die feste Steuer beträgt in diesem Falle 0,30 Fr. für 100 Fr. des Entgelts und erstreckt sich sowohl auf den Teil des Entgelts, der in Reichsmark zu zahlen ist, als auch auf den in Frank zu entrichtenden Teil.

Zwecks Veranlagung der Steuer auf das Gewerbe- und Handelseinkommen ist zur Abschätzung des bei den in Frankreich ausgeführten Arbeiten erzielten Gewinns als Roheinnahme der Gesamtbetrag der für die Ausführung der genannten Arbeiten gezahlten Summen zugrunde zu legen. Für die Erhebung der Umsatzsteuer (taxe sur le chiffre d'affaires) dient dieser Betrag ebenfalls als Grundlage.

Von Stempel- und Registrierungsgebühren (droits de timbre et d'enregistrement) sind die Sachleistungsverträge befreit, sofern sie sich auf Waren oder Leistungen beziehen, die aus der deutschen Wirtschaft herrühren.

Durch das Schreiben der französischen Delegation bei der Reparationskommission, das wir hier in seinen wesentlichen Zügen wiedergegeben haben, ist Klarheit in die Frage der Steuerpflicht deutscher Unternehmer in Frankreich gebracht worden.

Der deutsche Unternehmer, der Reparationslieferungen in Frankreich auszuführen gedenkt, wird also künftig diesen Grundsätzen entsprechend den Steuerfaktor in die Kalkulation seines Angebotes einbeziehen müssen, soweit es ihm nicht gelingt, die Steuern auf den Besteller abzuwälzen. In jedem Falle wird es jedoch zweckmäßig sein, sich vor Vertragsabschluß zu vergewissern, wie hoch die steuerliche Belastung sich stellen wird.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift DIE BAUTECHNIK Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des ersten Jahrganges „Der Stahlbau" 7,50 R.-M. und Postgeld

1. Jahrgang BERLIN, 19. Oktober 1928 Heft 15

Kinobauten in Stahl.

Von Oberingenieur **Eugen Kaiser**, Ludwigshafen am Rhein.

Bei Aufstellung eines Bauprojektes ist es von grundlegender Bedeutung, sich rechtzeitig darüber klar zu werden, welche Bauweise technisch und wirtschaftlich die geeignetere sein wird, welche die kürzeste Bauzeit erheischen und endlich, welche sich bei etwa während der Ausführung erforderlich werdenden Ergänzungen oder Verbesserungen des Projektes am anpassungsfähigsten zeigen wird. Es kommen dabei in der Hauptsache Stahl und Eisenbeton, in manchen Fällen außerdem auch Holz in scharfen Wettstreit miteinander: Jede dieser Bauweisen glaubt der anderen gegenüber erhebliche Vorteile für sich geltend machen zu können.

Glücklicherweise hat sich in den letzten Jahrzehnten infolge des Fortschreitens der Technik und der Errungenschaften der Wissenschaft der Bedarf an Neuanlagen so gesteigert und das Baufeld so erweitert, daß dadurch Gelegenheit zu ehrlichem Wettkampf und zu neuer Entfaltung der Baukunst im ingenieurtechnischen Sinne geschaffen wurde.

Bei der Wahl der Bauweise werden in erster Linie der besondere Zweck des Bauwerks, dann die Örtlichkeit desselben, die Ausführungszeit und nicht zuletzt auch die zur Verfügung stehenden Geldmittel den Ausschlag geben. Wenn sich auch in der Praxis gezeigt hat, daß für eine bestimmte Gattung von Bauten, wie z. B. für Fabrikationsbauten mit häufig wechselnden Einrichtungen, für Maschinenhallen, Hochhäuser usw. der Stahl am günstigsten abschneidet, während z. B. für Lagerhäuser und umfangreiche Maschinengründungen der Eisenbeton im allgemeinen das Feld behaupten wird, so gibt es doch auch noch heute eine Reihe von Bauwerken, bei denen in bezug auf die Wahl der Bauweise erhebliche Unklarheit herrscht.

Zu diesen Bauwerken gehören z. B. auch die neuerdings so zahlreich notwendig werdenden Kinobauten, die als Bildungs- und Unterhaltungsstätten immer mehr in Aufnahme kommen. Für solche Stätten, in denen — losgelöst von Raum und Zeit — alles Weltgeschehen sich widerspiegelt, sollen Bauwerke hergestellt werden, die mit einer gewissen Prachtentfaltung große, hohe und weite Räume schaffen. Ihre bauliche Gestaltung muß Großzügigkeit atmen, stark in Erscheinung tretende und daher plump und erdrückend wirkende Tragkonstruktionen, weit vorstehende Wandpfeiler oder Stützen im Innern müssen vermieden werden. Besonders wird darauf zu achten sein, daß Zu- und Abgänge übersichtlich und geräumig sind, gut wirkende Lüftungs- und Heizungsanlagen in unauffälliger Weise angeordnet werden und die ganze Ausführung in jeder Beziehung sich als feuer- und standsicher erweist.

Es ist nun die Frage, ob sich diese Bauwerke in zufriedenstellender Weise in Stahl herstellen lassen oder ob, wie oft behauptet, namentlich mit Rücksicht auf die Feuersicherheit der Eisenbeton den Vorzug verdient. Der Eisenbeton nimmt ja für sich in Anspruch, bezüglich der Feuersicherheit von allen Baustoffen an erster Stelle zu stehen. Bei kritikloser Einstellung wäre damit allerdings bei Kinobauten dem Eisenbeton ein erheblicher Vorsprung gegenüber dem Stahl eingeräumt. Bei objektiver und sachverständiger Beurteilung dieser Frage ergibt sich jedoch ein anderes Bild.

Die erste Stelle in bezug auf Feuersicherheit nimmt nämlich von allen Baustoffen, die hier in Frage kommen, nicht der Eisenbeton, sondern allein das Backsteinmauerwerk ein. Wenn also Stahl mit Backsteinen richtig verkleidet wird, so muß eine Konstruktion entstehen, die in nicht geringerem Maße feuersicher ist als eine Eisenbetonkonstruktion. Stahl hat allerdings die unangenehme Eigenschaft, bei einem Brand die Hitze in sich aufzuspeichern und nach und nach, je nach dem Fortschreiten der Hitzezunahme, seine Zug- und Druckfestigkeit mehr und mehr zu verlieren. Nun liegen aber im Eisenbetontragkörper die Trageisen aus statischen Gründen möglichst nahe der Außenfläche, sind also in Wirklichkeit kaum mehr als 2 bis 3 cm, bei Decken nur etwa 1 bis 1,5 cm mit Beton überdeckt, ein Maß, das sich infolge der unvermeidlichen Einwirkung des Stampfens auf die Bewehrungsstäbe auch bei entsprechender Sorgfalt leicht noch weiter vermindert. Der Beton selbst verträgt an und für sich bekanntermaßen starke Hitze sehr schlecht und bekommt Risse: Das leicht überdeckte Rundeisen wird sich dann rasch erwärmen, sich allmählich strecken und bei längerer Einwirkung der Hitze den überdeckenden Beton zum Abplatzen bringen. Wenn nun gar beim Löschen Wasser in den heißen, gesprungenen Beton eindringt und dann zum Verdampfen kommt, geht es ohne meist recht tiefgehende Zerstörungen nicht ab. Wenn so beschädigte Bauten wohl in den allermeisten Fällen auch nicht einstürzen werden und mit Hilfe umfassender Anwendung des Spritzbetonverfahrens wieder ausgebessert werden können, so ist doch wohl die Annahme begründet, daß die Gesamtkonstruktion durch die Einwirkung starker Hitzegrade leidet und Bauteile, deren Tragfähigkeit vorher wirtschaftlich, d. h. voll ausgenutzt war, nach Bränden einer besonderen Verstärkung bedürfen, die stets kostspielig und der äußeren Formgebung abträglich wird. Sind anderseits bei Stahlskelettbauten die Walzprofile im schützenden Mauerwerk untergebracht und gegen das Saalinnere mit $^1/_2$ Stein starker, gut isolierender Backsteinwand verblendet, dann können bedenkliche Erwärmungen der Stahlkonstruktion kaum eintreten. Sind die Stege der Deckenträger mit Betonvouten oder Backsteinkappen verkleidet und die Flanschen mit etwa 3 bis 4 cm starkem Rabitz, dem zweckmäßigerweise etwas Schamottekleinschlag zugemischt ist, gut geschützt, dann ist die Sicherheit dieser Stahl-„Mauerwerk"-Konstruktion bei Feuer in keinem Punkte geringer als die einer Eisen-„Beton"-Konstruktion. Abplatzungen und Zerstörungen des Mauerwerks werden kaum auftreten und wo sie vorkommen, sich sehr einfach und ohne größeren Kostenaufwand zuputzen lassen.

Aus dieser Erkenntnis heraus haben auch die Bauaufsichtsbehörden von jeher einen in obiger Weise geschützten Stahlbau als vollkommen feuersicher gelten lassen. Wenn also mit der nötigen Sorgfalt und Kenntnis der Baustoffe sowie mit etwas Sinn für richtige Materialverteilung vorgegangen wird, kann vom Standpunkt der Feuersicherheit der Stahl neben dem Eisenbetonbau sehr wohl bestehen. Auch bezüglich der Wirtschaftlichkeit bleibt er bei Bauten der genannten Art wettbewerbsfähig.

Nun der konstruktive Aufbau, die Gestaltung der Umfassungswände, der Stützen, der Unterzüge, Deckenträger und vorkragenden Rangträger, endlich der Abfangkonstruktionen:

Um bei Kinobauten, die infolge ihrer Lage in belebtesten Stadtteilen an verkehrsreichen Straßen auf sehr teurem Boden stehen, jedes Quadratmeter Fläche möglichst ausnutzen zu können, müssen die Wände in geringsten Abmessungen gehalten werden. Dies erreicht man am besten, wenn man die Decken und Dachlasten direkt auf stählerne Wandstützen abgibt und das Zwischen- oder Füllmauerwerk — etwa als Hohlwand ausgebildet — zur Aufnahme von Nutzlasten nicht heranzieht.

Im Zusammenhang hiermit sei erwähnt, daß bei Skelettbauten ein bedeutend geringeres Gewicht des Gebäudes als in irgend einer anderen Bauweise erzielt wird, was namentlich bei schwierigeren Untergrundverhältnissen oft von ausschlaggebender Bedeutung ist. Eisenbetonbauten sind meist schwerer als die Nutzlast, bei Stahlbauten ist das Gegenteil der Fall.

Um den umbauten Raum möglichst günstig auszunutzen, muß auch das Innentragwerk möglichst wenig Raum beanspruchen, daneben aus ästhetischen Gründen bei hinreichender statischer Sicherheit schlank und gefällig wirken. Einen geeigneteren Baustoff als den dank seines gleichmäßigen Gefüges von hohem Vertrauen getragenen Stahl gibt es wohl nicht, dieser vermag vielmehr in Form von Stützen, Unterzügen, Decken und Kragträgern — bei nach Belieben und Erfordernis zu gestaltenden homogenen Querschnitten, bei geringem Eigengewicht und geringsten Ausmaßen — höhere Zug-, Druck- und Schubbeanspruchungen aufzunehmen als irgend ein anderer Baustoff. Stützen im Zuschauerraum von Theater- und Kinobauten sollten möglichst ganz vermieden

Abb. 1. Längenschnitt.

Abb. 2. Querschnitt nach dem Rang zu gesehen.

werden, weil sie sehr viel freies Blickfeld wegnehmen, damit die Anzahl der brauchbaren Sitzplätze stark herabmindern und so einen empfindlichen dauernden wirtschaftlichen Nachteil verursachen. In den Umfassungs- und Gangwänden untergebracht, verbrauchen sie dagegen wenig Platz, der dann im Sinne der baupolizeilichen Vorschriften den Gängen und Türen zugute kommt.

Um im Raum Stützen zu vermeiden, müssen Unterzug- und Deckenträger oft sehr weit gespannt werden und die Kragträger erheblich ausladen. Solch weit gespannte oder stark vorkragende Bauteile müssen dann aber auch mit ihrem Eigengewicht zu den reinen Nutzlasten, die ja beim Kino nicht allzu schwer sind, in richtigem Verhältnis stehen. Es ist dies ein typisches Beispiel für die Vorteile der Stahlbauweise, insbesondere in Verbindung mit Hohlstein-Trägerdecken mit unterem Rabitz-

Abb. 3. Ausbildung der Rangträger.

putz, die erheblich leichter sind als eine gleich weit gespannte, unten platte Eisenbetondecke. Die Bauhöhe der Unterzüge und Deckenträger ist in Stahl geringer als in Eisenbeton: Je mehr das aber der Fall ist, um so nutzbringender kann der Raum unter dem Rang bei Wahrung des freien Blickfeldes bis zum obersten Rand der Projektionswand für das Parkett ausgenutzt werden.

Der Rang muß sich aus praktischen Gründen meist in gerundeter Linienführung dem Saalinnern einfügen: Der Stahlbau vermag dieser Linienführung in jeder Weise zwanglos zu folgen und sich auch sonst allen Raum- und Platzverhältnissen wohltuend anzupassen, ohne dadurch in der Konstruktion etwa schwerer oder teurer zu werden.

Bei dem Zusammenbau von Stützen und Wänden sowie von Trägerdecken ergeben sich Hohl- oder Zwischenräume, die das Unterbringen aller Kanäle für Belüftung, für Kabel und sonstige Leitungen ermöglichen,

Abb. 4. Querschnitt gegen die Bühne mit Dachbinder und Saaldecke.

Abb. 5. Grundriß des Ranggeschosses.

Abb. 1 bis 5. „Germania-Palast" in Berlin, Frankfurter Allee.

ohne zu besonderen, schwer einzuschalenden und daher kostspieligen und zeitraubenden Maßnahmen greifen zu müssen.

Vor allem aber ist es meist das Los der Kinobauten, daß sie — um den notwendigen Zulauf zu erhalten — in ausgebauten Straßen möglichst in stark bevölkerten Verkehrsgegenden entstehen müssen, wo ihnen die engsten Platzverhältnisse und alle erdenklichen, die Ausführung hemmenden Erschwernisse entgegenstehen. Aber das Kino ist eben an solche Lagen gebunden, und wenn — was meist der Fall ist — kein freier Platz vorhanden ist, müssen vorhandene Bauwerke, wie Wohngebäude, Hotels oder Geschäftshäuser herhalten und sich einen Umbau gefallen lassen. Bei solchen Umbauten müssen sich naturgemäß die Arbeiten ohne Störung aller sonst im Haus untergebrachter Betriebe innerhalb der im Arbeitsplan genau vorgeschriebenen und meist sehr knapp bemessenen Zeit durchführen lassen, denn je kürzer die Bauzeit, um so kürzer auch die Zeit des Zinsen- und Einnahmeentganges.

Daß sich alle Neubauten, insbesondere die so schwierigen Aufgaben eines Kinobaues am leichtesten, schnellsten und damit am wirtschaftlichsten in Stahl ausführen lassen, ist so bekannt, daß von einer besonderen Begründung dieser Wahrheit füglich abgesehen werden kann, ebenso von einem erneuten Hinweis darauf, daß unter den nicht bestreitbaren Nachteilen des Eisenbetons die Schwierigkeit baulicher Veränderungen an erster Stelle steht.

Man wird sich daher entschieden dagegen verwahren dürfen, wenn in einem Aufsatz über Kinobauten in Eisenbeton[1]) nicht mehr und nicht weniger als das Folgende gesagt wird:

„In bezug auf Feuersicherheit nimmt nun der Eisenbeton zweifellos die erste Stelle unter allen Baustoffen ein und es ist deshalb selbstverständlich, daß heute schon ein großer Teil der Kinobauten in dieser Bauweise ausgeführt ist. Es kommt hinzu, daß sich bei Umbauten, Unterfangungen usw., besonders bei räumlich beschränkter Baustelle, der Eisenbetonbau dem Eisenbau technisch überlegen gezeigt hat. Die Vorzüge des Eisenbetonbaues bei Stützen, ebenso bei Kragbauten (Emporen, Galerien), sind so allgemein bekannt, daß sich ihre besondere Aufzählung hier erübrigt."

Soviel Behauptungen, soviel Irrtümer: Über Feuersicherheit ist das Erforderliche bereits gesagt. Eine große Anzahl von Kinobauten ist auch heute — $1\frac{1}{2}$ Jahre nach dem zitierten Bericht — noch nicht in Eisenbeton ausgeführt und wird es bestimmt nicht werden. Die Entdeckung, daß bei Umbauten, besonders bei räumlich beschränkten Baustellen, Eisenbeton dem Stahlbau technisch überlegen ist, sei — ohne Kommentar — dem Herrn Verfasser jener Zeilen neidlos überlassen, dagegen sei er gebeten, die Vorzüge des Eisenbetons bei Kragbauten und Rangkonstruktionen doch gelegentlich genauer auszuführen, als das bei der sehr beschränkten ihm zur Verfügung stehenden Anzahl von Beispielen möglich war. Im allgemeinen sind Architekten und Zivilingenieure in steigendem Maße der Ansicht, daß gerade für Bauteile dieser Art die großen Querschnitte und das Eigengewicht des Betons aus konstruktiven und ästhetischen Gründen seine Verwendung so sehr ausschließen, daß sie sogar bei sonst in Massivbauweise ausgeführten Theater- und Kinobauten hier zum Baustahl greifen.

Bevor mit dem eigentlichen Umbau begonnen werden kann, müssen Abbruch und Unterfangungen den notwendigsten Raum für den Neuaufbau schaffen. Wenn der ausführende Ingenieur schwere Lasten abzufangen hat, muß er bestrebt sein, sie so rasch als möglich auf zuverlässige Tragkonstruktionen abzusetzen, die — sollen sie ihren Zweck ganz erfüllen — sich rasch beschaffen und ebenso rasch einbauen lassen müssen, ohne lange Ein- und Ausschalungsarbeiten und lange Abbindezeiten zu beanspruchen. Dem stählernen Bauglied gibt er die durch die örtlichen Verhältnisse bedingte Form und gestaltet so den Einbau rasch und sicher. Auch der Laie kann ja oft genug in städtischen Straßen beobachten, wie in einem bestehenden Gebäude mittels Unterfangungen und Einsetzen von Eisenstützen neue Einbauten geschaffen werden, und es fällt kaum jemandem ein, für solche Arbeiten

Abb. 6. Grundriß mit Trägerlage.

Entlüftung
3600
4460
Opera-teur
Blechträger
III Obergeschoß
4690
13200
Bühne
II Obergeschoß
4800
1600 80 3000
I Obergeschoß
T.N.P. 40
N.P. 30
3310
Galerie
15550
19850
3940
Restaurant Erdgeschoß
+32,06

Abb. 7. Längenschnitt.

Abb. 6 u. 7. „Gloria-Palast" in Berlin.

[1]) Dr.-Ing. Theodor Gesteschi, Kinobauten in Eisenbeton. „Beton u. Eisen" 1927, Heft 7.

Abb. 8. „Universum-Lichtspiele“ am Lehniner Platz in Berlin.

Eisenbetonstützen und -unterzüge zu bevorzugen. Neben der Schnelligkeit in der Beschaffung der fertigen Stahlkonstruktion sind die Genauigkeit, Sicherheit und Leichtigkeit des Einbaues Eigenschaften, die in gleichem Maße keinem anderen Baustoff zukommen.

Dem Fortschreiten des Abbruchs muß der Neubau Zug um Zug folgen. Eine örtliche Anhäufung von Baumaterialien ist dabei meist nicht möglich. Jedes tragende Glied kann in der Werkstätte einbaufertig hergestellt und, was wichtig ist, dem Baufortgang entsprechend angeliefert werden; jede Stockung des letzteren wird vermieden. In solchen Fällen umständlich einschalen, gemischten Beton beibringen und einfüllen, abbinden lassen, ausschalen, das alles sind Arbeiten, die viel zu viel Raum und Zeit beanspruchen. Als besonderer Vorteil ist noch zu erwähnen, daß gerade bei beengter Baustelle der Stahlbau die größtmögliche Genauigkeit in der handwerksmäßigen Ausführung und eine durchaus zuverlässige maßliche Übereinstimmung mit der statischen Berechnung bezw. mit den Plänen beinahe zwangsläufig gewährleistet, während unter gleich ungünstigen Baustellenverhältnissen bei der Eisenbetonbauweise sich größere Differenzen zwischen statischer Berechnung und Planung einerseits und handwerksmäßiger Ausführung anderseits erheblich leichter einschleichen können.

Treten während der Ausführung noch Projektänderungen ein, was erfahrungsgemäß ja nicht zu den Seltenheiten gehört, dann lassen sich Verlängerungen oder Verkürzungen tragender Glieder, Deckendurchbrüche und Auswechslungen mit keinem anderen Baustoff leichter durchführen als mit Stahl.[2])

Wenn, was zuweilen auch vorkommt, ein Kino — weil unwirtschaftlich oder veraltet — abgebrochen oder für andere Zwecke umgebaut werden soll, so kann dies bei einem Stahlskelettbau verhältnismäßig leicht, einfach und billig durchgeführt werden. Wenn nicht die ganze, so doch mindestens ein großer Teil der Stahlkonstruktion kann Wiederverwendung finden, während der Rest immer noch zum Schrottpreis veräußert werden kann. Die bei solchen Bauten anfallenden Schuttmengen sind gering, lassen sich leicht abtransportieren und verkarren. Ganz anders liegen die Verhältnisse, wenn es sich um Abbruch und Umbauarbeiten eines Eisenbetongerippes handelt. Trotz Druckluftstemmwerkzeugen und Brennapparaten gestalten sie sich unendlich schwieriger, ein Wiederverwenden der Eiseneinlagen kommt so gut wie nie in Frage, der Abtransport und das Verkarren der großbrockigen Eisenbetonteile ist eine harte und teure Arbeit.

Handelt es sich nicht um einen Umbau, sondern um einen Neubau auf unregelmäßigem Bauplatz, dann bietet dieser für einen Stahlskelettbau keinerlei Schwierigkeit. Denn sowohl rechtwinklige wie spitz- oder stumpfwinklige Verbindungen der Tragteile lassen sich heute gleich gut herstellen.

Es sind denn auch in der Tat heute schon viele Kino-Um- und -Neubauten in Stahl erstellt und damit der Beweis erbracht worden, daß diese Bauweise bezüglich der Erfüllung der ministeriellen Vorschriften vollauf genügt und technisch sowie wirtschaftlich befriedigt.

Einzelheiten zur Vervollständigung des Gesagten seien im folgenden an Beispielen ausgeführter Kinobauten in Stahl behandelt.

Über die Wirtschaftlichkeit beider Bauweisen für Kinobauten lassen sich allgemein gültige Angaben nicht machen, weil beweisführende Zahlen aus Abrechnungen fertiger, auf gleicher Grundlage erstellter Bauwerke nicht existieren. Soweit Eisenbeton und Stahl bei den als Beispiel dienenden Bauten in Wettbewerb gestanden haben, hat in bezug auf Ausführungszeit und Kostenaufwand der Stahl günstiger abgeschnitten.

Die im folgenden gemachten Zeitangaben vermögen darzutun, wie ausnehmend rasch ein Stahlgerippe ersteht und wie gut in allen Fällen die Zeit der Projektarbeit und des Abbruchs mit Arbeiten im Werk ausgenutzt wurde. Eine Beurteilung der angeführten Beispiele vom architektonischen oder theatertechnischen Standpunkte aus gehörte nicht in den Rahmen der Ausführung und ist daher unterblieben.

Abb. 9. „Primus-Palast“ in Berlin, Urbanstraße.

„Germania-Palast“ in Berlin, Frankfurter Allee.

Das Gebäude mißt bei 31 m Breite 90 m Länge und zählt im Parkett 1247, im Rang 588, zusammen also 1835 Sitzplätze, stellt somit ein Kino von beträchtlichem Ausmaß dar.

Besonders bemerkenswert ist die Ausbildung des Ranges bei der auffallend großen Tiefe, d. h. Länge des Zuschauerraumes. Wenn einerseits die im hinteren Parkett sitzenden Zuschauer unter der Unterkante des Rangträgers vorbei noch bequem die Oberkante der Bildfläche sehen sollen und anderseits die auf dem Rang sitzenden Zuschauer über Oberkante und Brüstung hinweg die Bildfläche bis Unterkante leicht und ohne Gefühl der Knappheit überblicken sollen, so mußte sich der Konstrukteur in der Dimensionierung der Rangträger äußerste Sparsamkeit an Bauhöhe auferlegen. Die Rangauslegerträger sind daher aus genieteten Profilen hergestellt worden, die sich in Erfüllung der statischen Notwendigkeit innerhalb der vom Architekten gesteckten engen Grenzen bewegen. Die leicht hingezogene schmiegsame Form dieser Rangträger läßt sich aber nur in einem Material von höchster Tragfähigkeit — eben in Stahl — erreichen.

[2]) Vergl. hierzu: Baustoffwahl und Baugeldverzinsung. „Stahlbau“ 1928, Heft 3, S. 35.

Abb. 1 zeigt einen Längenschnitt, Abb. 2 einen Querschnitt durch den Rang, Abb. 3 die konstruktive Ausbildung der Rangträger. Die Rangkragträger bestehen aus Stahlblech 600 · 10 mm, gesäumt mit ⌝⌜ 90 · 90 · 11, die am 6 m frei vorkragenden Ende in ein Stehblech ⌝⌜ 300 · 10 mit 80 · 80 · 8 auslaufen.

Bei der großen Länge des Kinos mußte der Vorführerraum fast in der Mitte des Gebäudes angeordnet werden (Abb. 1). Er hängt deswegen leicht und unbehindert an der Dachkonstruktion, was sich natürlich bei dem geringen Eigengewicht der Stahlkonstruktion besonders einfach und elegant gestaltet und in Eisenbeton jedenfalls erheblich schwerer und schwieriger geworden wäre. Die Dachkonstruktion überspannt in leichten Fachwerkbindern den Raum (Abb. 4) und bringt die bekannten Vorteile schneller Lieferzeit, einfachster Aufstellung, geringer Abmessungen und Gewichte, bequemer Anordnung der Kanäle für Heizung und Lüftung und der Laufstege, einfachster Aufhängung der Rabitzdecke und der Saalbeleuchtung zum Ausdruck. Abb. 5 zeigt die Grundrißanordnung mit dem für das Parkett zur Verfügung stehenden ausgedehnten Raum und der Sitzanordnung des Ranges.

Bei diesem Bauwerk standen seinerzeit Eisenbeton und Stahl im Wettbewerb. Das Gewicht der gesamten Lieferung betrug etwa 200 t, wovon auf die Trägerkonstruktion des Ranges etwa 30 t entfallen. Die Montage des gesamten Bauwerks erforderte eine Zeit von sechs Wochen, wovon zehn Tage auf die Erstellung der Rangkonstruktion entfielen. Die Ausführung erfolgte durch die Firma D. Hirsch, Berlin-Lichtenberg.

„Gloria-Palast“ in Berlin.

Abb. 6 u. 7 zeigen den ganz besonders schwierigen Einbau eines Kinos in ein bestehendes Gebäude:

Bei Fortdauer eines lebhaften und anspruchsvollen Hotel- und Restaurationsbetriebs und ohne Störung der im Erdgeschoß befindlichen Regina-Diele mußten die Bauarbeiten ausgeführt und aus diesem Grunde die werkstattfertigen Stahlbauglieder außen hochgezogen, durch die Fenster eingeschwenkt und dann eingebaut werden. Die Ausmauerung und Verkleidung der Decken folgte dem Montagefortgang Schritt für Schritt. Das Gesamtgewicht der fertigen Konstruktion, die trotz der schwierigen Ausführungsweise in sechs Monaten erstellt wurde, betrug 400 t. In Eisenbeton wären die Störungen der genannten Betriebe ins Unerträgliche gestiegen, und die Bauzeit hätte sich weit länger hingezogen. Aus Abb. 7 ersieht man noch, wie mühelos sich die Verteilung der eisernen Träger der eigenartigen Grundrißform anpaßt. Die Ausführung erfolgte durch die Firma Druckenmüller G. m. b. H., Berlin-Tempelhof.

„Universum-Lichtspiele“ am Lehniner Platz in Berlin.

Das im Jahre 1927/28 erstandene Lichtspieltheater widerlegt die oft vertretene Anschauung, daß Stahlkonstruktionen sich nur für reguläre Grundrisse eignen, während für unregelmäßige, vieleckige oder runde Formgebung der Eisenbeton geeigneter sei. Der Grundriß des Parketts und des Ranges (Abb. 8) beweist dies zur Genüge: Weder in der Werkstatt noch bei der Montage bieten solche Konstruktionen irgendwelche Schwierigkeiten, was schon daraus hervorgeht, daß die gesamte Ausführung für Herstellung und Aufstellung dieses 520 t schweren Stahltragwerks nur rund vier Monate in Anspruch nahm. Die ausführende Firma war auch hier die Druckenmüller G. m. b. H. in Berlin-Tempelhof.

„Primus-Palast“ in Berlin, Urbanstraße.

Dieses wiederum von der Firma Druckenmüller im Jahre 1927/28 mit einem Gesamtgewicht von 650 bis 700 t Eisenkonstruktion eingebaute Kinotheater benötigte trotz der ganz unregelmäßigen Gestalt des Grundrisses nur drei Monate Ausführungszeit für die Stahlkonstruktion, was bei einem Theater mit 2154 Plätzen in Parkett und Rang als vorzügliche Leistung gewertet werden muß. Solche Bauzeiten kann man nur dann erreichen, wenn das tragende Gerippe in Stahl erstellt wird und man von allen Faktoren, wie Abbindezeit, Wetter, Anhäufung aller Vorbereitungsarbeiten auf der Baustelle, frei ist. Vergleiche hierzu die Grundrißanordnung (Abb. 9). (Schluß folgt).

Die Stahlkonstruktion für das Schaltwerk-Hochhaus der Siemens-Schuckert-Werke in Berlin-Siemensstadt.

Zu den bemerkenswertesten Bauten, welche in den letzten Jahren in der Reichshauptstadt errichtet wurden, zählt der neue Hochhausbau für das Schaltwerk der Siemens-Schuckert-Werke in Berlin-Siemensstadt.

Das elfgeschossige Bauwerk bot mit einer Gesamthöhe von 45 m und einer Flächenausdehnung von 174,7 × 17,40 ausschließlich der vier Treppenhäuser eine günstige Gelegenheit, die Stahlskelettbauweise in großzügiger Weise zur Anwendung zu bringen.

Es sei vorweggenommen, daß der Erfolg gezeigt hat, wie sehr technische, betriebswirtschaftliche und ästhetische Gesichtspunkte sich bei dieser Bauweise vereinigen lassen.

Wie aus dem Grundriß (Abb. 1) zu ersehen ist, wiederholen sich die Innenstützen alle 6 m, die Frontstützen alle 3 m. In statisch konstruktiver Hinsicht sind die Deckenträger mit den Stützen zu je zwei gekoppelten Stockwerkrahmen vereinigt worden, und zwar ist der Rahmenbau so ausgebildet, daß in der Ebene der Mittelstützen je zwei doppelstielige Winddruck, und zwar für erhöhte Beanspruchung untersucht, weil mit der Möglichkeit gerechnet werden mußte, daß die Treppenhäuser nicht gleichzeitig mit dem Hauptbau hochgeführt werden konnten.

Eigengewicht und Nutzlasten der einzelnen Stockwerke sind in Tafel 1 zusammengestellt:

Tafel I.

Decke über	Nutzlast in kg	Deckengewicht in kg	Fußbodengewicht in kg	Voute u. Träger in kg	Zusammen in kg
1. Flur . .	1000	310	50	90	1450
2.—7. Flur .	750	290	50	90	1180
8.—10. Flur.	500	240	50	80	870
Dachgesch. .	250	150	150	70	620

Abb. 1. Grundriß.

mehrgeschossige Rahmen und in der Ebene der Zwischenfrontstützen je zwei einstielige mehrgeschossige Rahmen entstanden sind.

Der Querschnitt durch das Gebäude ist in Abb. 2 wiedergegeben.

Die Berechnung wurde für zwei verschiedene Annahmen durchgeführt:

Einmal sind die Stockwerkrahmen nur für senkrechte Lasten berechnet, während der Winddruck von den Treppenhäusern aufgenommen wird. Im zweiten Rechnungsgang wurden dann die Stockwerkrahmen auch auf

Für senkrechte Lasten erfolgte die statische Berechnung der Rahmen nach dem von Loeser im „Bauingenieur“ 1925, Heft 19 u. 20 angegebenen vereinfachten Verfahren, die Berechnung für Winddruck unter der Annahme des Momenten-Nullpunktes in Stabmitte. Bei diesem vereinfachten Verfahren ist vorausgesetzt, daß der Einfluß eines belasteten Stabes auf die unmittelbar anstoßenden Stäbe beschränkt bleibt und alle an einem Knotenpunkte biegungsfest angeschlossenen Stäbe sich daselbst um den gleich großen Winkel τ verdrehen.

Um eine stramme Kontaktwirkung zu erzielen, müssen zwischen Kontaktfläche „a“ und Oberkante Deckenträger soviel Ausgleichsfutter eingebaut werden, daß der Keil nur durch Antreiben in seine richtige Lage gebracht werden kann.

Abb. 4. Keilanordnung zur Erzielung der Einspannung.

Abb. 2. Querschnitt.

Abb. 5. Außenstütze mit Deckenträgeranschluß.

Abb. 3. Innenstütze.

Abb. 6a. Übersichtsplan der Baustelleneinrichtung.

Abb. 6b. Schematischer Querschnitt der Aufstellungsarbeiten.

Die Elastizitätsgleichungen lauten:

$$X_n \text{ links} \left(2 + \frac{W_n}{\Sigma_n \text{ links}}\right) + X_n \text{ rechts} + \frac{6\,A_0}{l_n} = 0$$

$$X_n \text{ links} + X_n \text{ rechts} \left(2 + \frac{W_n}{\Sigma_n \text{ rechts}}\right) + 6\,B^0 = 0.$$

Hierin bedeuten:

X_n links das Stützenmoment links } des Laststabes n von
X_n rechts das Stützenmoment rechts } der Länge l_n

$W_n = \frac{J_n}{l_n}$ = das reduzierte Trägheitsmoment

Σ_n links die Summe der Momentenübergangszahlen für alle unbelasteten Anschlußstäbe, die am linken Knoten des betrachteten Laststabes anschließen

A_n = die linke Momentenstützkraft der einfachen Momentenfläche und

B_n = die rechte Momentenstützkraft der einfachen Momentenfläche

Σ_n rechts = die Summe der Momentenübergangszahlen für alle unbelasteten Anschlußstäbe, die am rechten Knotenpunkt des betrachteten Laststabes anschließen.

Die Wahl des statischen Systems hat sich als sehr günstig erwiesen, indem sowohl die Riegel als auch die Außenstützen für die Haupt- und Zwischenrahmen annähernd dieselben Profile erhalten konnten. Ferner hat die Anwendung der einhüftigen Systeme eine nicht unwesentliche Entlastung der Hauptunterzüge und der Innenstützen ergeben.

Um die schrägen Aussteifungsecken zu vermeiden, sind grundsätzlich die Riegel einprofilig und die Stützen doppelprofilig ausgebildet und die Riegel durch die Stütze hindurchgesteckt worden (Abb. 3 u. 5). Eine wirksame Einspannung wurde durch horizontale Keile mit geringem Anzug erreicht, die sich auch bei der Ausführung einfach handhaben ließen (Abb. 4).

Erwähnenswert ist noch, daß — um die Nietzahl herabzusetzen — für die Fußniete St 48 verwendet worden ist. Die Grundprofile der Stützen bestehen aus ⊏ NP 35 bezw. ⊏ NP 40. Wenn diese Profile in das allgemeine Walzprofilbuch aufgenommen würden, wäre dem Konstrukteur und dem Stahlbau ein großer Dienst erwiesen.

Zu Tafel II u. III.

Mittelfundament

Tafel II.
Zweihüftige Rahmen.

Stab	Größtes Moment in mt	Normalkraft in t	Stützenprofil	Deckenträger	Beanspruchung ohne Wind in t/cm²
1	+ 32,89			I NP 50	1,20
2	+ 16,61			50	1,04
4	— 11,84	25,0	2 ⊏ 30		0,988
5	+ 7,06	69,0	2 ⊏ 40		0,591
8	— 10,85			38	0,970
11	+ 6,35	34,5	2 ⊏ 30		—
12	+ 9,02	94,5	2 ⊏ 40		0,933
15	— 14,30			42½	0,920
18	— 6,38	48,0	2 ⊐ 30		0,975
19	— 9,10	129,0	2 ⊐ 40		1,125
22	— 14,50			42½	0,93
25	— 8,58	61,0	2 ⊏ 35		0,935
26	— 11,15	163,0	2⊏40+4·120·10		—
29	— 14,50			45	0,79
32	— 7,12	74,5	2 ⊏ 35		0,943
33	— 9,34	198,0	2⊐40+4·120·10		1,152
36	— 14,60			45	0,80
39	+ 7,27	88,0	2 ⊐ 35		—
40	— 11,15	233,0	2⊏40+4·140·18		—
43	— 14,90			45	0,81
46	— 6,15	102,0	2 ⊐ 35		1,075
47	+ 9,47	268,0	2⊐40+4·140·18		1,181
50	— 14,65			50	0,585
53	± 7,67	116,0	2 ⊏ 35		0,925
54	— 9,73	303,0	2⊏40+4·140·24		1,195
57	— 19,00			45	1,035
60	— 8,20	333,0	2⊏35+4·100·12		1,020
61	— 12,30	346,0	2 ⊏ 40 + 4·140 (24 + 10)		1,146

Tafel III.
Einhüftige Rahmen.

Stab	Größtes Moment in mt	Normalkraft in t	Stützenprofil	Deckenträger	Unterzug	Beanspruchung ohne Wind in t/cm²
1	+ 40,35			I NP 47½ +180·16+2·60·24	INP 47½	1,240
4	— 15,8	27,5	2 ⊏ 30			1,171
8	— 12,10			I NP 38	38	1,080
11	+ 7,5	39,0	2⊏30+4·100·10			0,870
15	+ 15,8			42½	42½	0,910
18	+ 7,5	54,5	2⊏30+4·100·10			0,975
22	— 15,9			42½	42½	1,020
25	— 8,30	70,0	2 ⊐ 35			1,175
29	— 16,75			42½	42½	1,078
32	— 7,15	85,5	2 ⊐ 35			1,188
36	— 16,70			45	45	0,910
39	— 9,20	101,0	2⊏35+4·100·10			1,110
43	— 17,20			45	45	0,935
46	— 7,9	117,5	2⊏35+4·100·10			1,132
50	— 17,30			45	45	0,940
53	— 8,90	134,0	2⊏35+4·100·18			1,085
57	— 22,50			45	50	1,223
60	— 9,65	155,0	2⊏35+4·100·18			1,206

In den beigefügten Tafeln II und III sind für senkrechte Lasten die größten Momente, Normalkräfte und Beanspruchungen sowie die verwendeten Profile zusammengestellt.

Die Decken bestehen aus 10 bis 15,5 cm starken Eisenbetonplatten, die kontinuierlich über viele Träger durchlaufend ausgebildet sind. Die Höchstbeanspruchung des Betons ist mit 36 kg/cm², die der Bewehrung mit 1000 kg/cm² gewählt worden.

Die Gründung ist in Eisenbeton hergestellt, und zwar sind unter den Fronten die Fundamente kontinuierlich unter mehreren Stützen durchgeführt, während je zwei Mittelstützen ein gemeinsames Fundament erhalten haben.

Aus dem Lageplan (Abb. 6) ist die Anordnung der zur Verwendung gekommenen Förder- und Krananlagen zu ersehen.

Die einzelnen Tragwerkteile kamen in Waggons auf dem Eisenbahngleis an, wurden auf dem Lagerplatz mittels des auf Entladekrangleis parallel zum Bahngleis A laufenden Entlade- und Platzkranes entladen, sortiert und gestapelt. — Zur Baustelle selbst wurde das Material mit Schmalspurplattformwagen auf dem Zubringegleis gebracht und von dem auf Gleisen zu beiden Seiten des Gebäudes laufenden großen Montagekran erfaßt, über die Baustelle verteilt, gehoben und aufgestellt bezw. versetzt. Der Entladekran hatte eine Spurweite von 28 m, eine höchste Hakenstellung von 6 m und eine Tragkraft von 20 t. Der Antrieb erfolgte durch vier Gleichstrommotoren für 220 Volt Spannung, die Stromzuführung durch eine Schleifleitung. Die Förderung der Bauteile vom Lagerplatz zum Montagekran erfolgte von Hand auf teils mit Drehschemeln versehenen und auf Rollenlagern laufenden Plattformwagen auf Schmalspurgleisen von 600 mm Spurweite.

Der Montagekran hatte eine Spurweite von 44,6 m, eine höchste Hakenstellung von 38,7 m und eine Tragkraft von 5 t. Der Antrieb erfolgte ebenfalls durch vier Gleichstrommotoren für 220 Volt Spannung, die Stromzuführung durch eine Schleppleitung mit mehreren Anschlüssen an

Abb. 7. Stand der Arbeiten am 27. Dezember 1926.

Abb 8. Stand der Arbeiten am 25. Februar 1927

Abb. 10. Stahlgerippe einer Längswand mit Treppenhäusern. Aufnahme vom 2. April 1927.

Abb. 9. Stand der Arbeiten am 5. Mai 1927.

Abb. 11. Außenansicht.

die längs der Baustelle liegende Stromzuführungsleitung. Entsprechend der Gesamtlänge des Geländes von rd. 175 m hatte die Kranbahn des Montagekranes eine Länge von etwa 200 m, damit der gesamte Bau bestrichen werden konnte. — Mittels des Montagekranes konnte das stählerne Tragwerk bis zum zehnten Flur aufgebaut werden, für die Aufstellung des Aufbaues über diesem wurde an der Laufkatze des Montagekranes ein Ausleger mit etwa 46 m höchster Hakenstellung über Schienenoberkante aufgebaut. Dadurch war es möglich, von Norden nach Süden zu die höchsten Stellen des Baues zu bedienen.

Im einzelnen gestaltete sich der Zusammenbau wie folgt: Zuerst wurde ein Teil der Säulenfüße am Südende des Baues verlegt, Säulen für den ersten bis dritten Flur aufgestellt, Unterzüge und Deckenträger eingebaut und so dieser „Schuß“ bis an das Nordende des Baues hergestellt. Im Anschluß an diesen ersten Bauabschnitt erfolgte als zweiter Abschnitt die Aufstellung des Tragwerkes für Flur 4 und 5, im dritten Abschnitt Flur 6 und 7, im vierten Flur 8 bis 10 und daran anschließend der Aufbau von Flur 11 und der Dachkonstruktion. Gleichzeitig mit diesen Arbeiten erfolgte die Aufstellung der Treppenhäuser und der Fahrstuhlgerüste.

Die Einrichtung der Baustelle begann am 19. Oktober 1926, an welchem Tage die ersten Geräte, Werkzeuge, Baubuden und Kranteile entladen wurden. Am 22. November wurden die ersten Säulenfüße verlegt, Mitte Juni 1927 war das ganze stählerne Tragwerk im Gesamtgewicht von 3685 t eingebaut, am 24. August 1927 endgültiger Schluß des Baues einschließlich Abbruchs der Krane, Verladen derselben und Aufräumen der Baustelle. Abb. 7 bis 9 zeigen den Stand der Aufstellungsarbeiten am 27. Dezember 1926 und am 25. Februar 1927 sowie den Beginn der Ausmauerung am 5. Mai 1927, Abb. 10 zeigt das Tragwerk einer Längswand nach dem Stande vom 2. April 1927 einschließlich der Konstruktion für die zwei hier belegenen Treppenhäuser, auf deren besondere statische Aufgabe als Windversteifung bereits hingewiesen ist. Abb. 11 endlich zeigt das fertige Bauwerk und gibt einen eindrucksvollen Begriff von den ästhetischen Möglichkeiten neuzeitlicher, mit neuzeitlichen Baustoffen erstellter Zweckbauten.

Entwurf, architektonische Durchbildung und Gesamtbauleitung lagen in den Händen von Regierungsbaumeister Hans Hertlein, Direktor der Bauabteilung des Siemens-Konzerns. Die statische und konstruktive Ausbildung des Stahltragwerkes erfolgte unter der Mitwirkung des Ingenieurbureaus Kuhn und Schaim, Beratende Ingenieure V.B.I. in Berlin.

Die Firma Vereinigte Stahlwerke A.-G. Dortmund, Dortmunder Union, deren bewährten Händen die Ausführung übertragen war, hat gezeigt, wie wesentlich für den schnellen Fortschritt eines Bauwerkes die Anwendung großzügiger Montagehilfsmittel ist.

Die M. A. N.-Halle auf der Kölner Pressa.

(Nach Mitteilungen der M. A. N.)

Als führende Firma auf dem Gebiet des Druckereimaschinenbaus entschloß sich die M. A. N. (Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg) bald bei der ersten Planung der Pressa dazu, in einem eigenen Ausstellungsgebäude ihre Leistungsfähigkeit auf diesem Sondergebiete den Besuchern der Ausstellung vor Augen zu führen.

Abb. 1. Grundriß.

In Übereinstimmung mit den Bedürfnissen der Ausstellung wurde in dem Gustavsburger Werk eine Halle von 45 m Länge, 26 m Breite und 13 m Höhe entworfen und hergestellt, die in halber Höhe durch eine Galerie rings umgangen werden kann. Abb. 1 u. 2 zeigen Grundriß und Querschnitt der Halle. An die Galerie schließt sich auf einer Längsseite noch ein Zwischenstockwerk, in dem die Stereotypie-Abteilung untergebracht ist. Der Hauptbau wird von zwei Kopfbauten von 7,7 m Breite flankiert, in denen teils ebenfalls Maschinen, teils Bureaus untergebracht sind. Die Gesamtlänge der Halle beträgt somit rd. 60 m. Abb. 3 gibt die Halle wieder, wie sie sich dem Beschauer von der Zeitungsstraße her zeigt: Wirkungsvoll sind die sehr reichlich angeordneten großen Fenster, die eine gute und gleichmäßige Belichtung ergeben, was auch aus der in Abb. 4 dargestellten Innenansicht hervorgeht. — Die Dachhaut ist angesichts der Zweckbestimmung des Bauwerks, einer nur vorübergehenden Ausstellung Raum zu geben, nur in Holzschalung mit Dachpappe ausgeführt. Die Verkleidung der Außenwände neben den Fenstern besteht aus $3^1/_2$ cm starken polierten Terrazzoplatten; von einer Hintermauerung derselben ist im allgemeinen abgesehen.

Bei der Festlegung der statischen Wirkungsweise des Baus war auf den schlechten Baugrund Rücksicht zu nehmen,

Abb. 2. Querschnitt.

der nicht mehr als 0,7 kg/cm² Pressung zuließ: Das ganze Bauwerk einschl. der Maschinen ruht daher auf einer einzigen, zwischen 40 und 60 cm starken Eisenbetonplatte. Die stählernen Binder wirken als Zweigelenkrahmen, jedoch war in Anbetracht der hohen schmalen Säulen Sorge zu tragen, daß die Deformationen unter Wind klein genug blieben. Diesem Zweck dient der über das ganze Hallendach sich erstreckende Windverband, der die anfallenden horizontalen Kräfte an Verspannungen abgibt, die in den Giebelwänden der Mittelhalle liegen. Entsprechend dem vorübergehenden Charakter der Halle hat man auf die Möglichkeit leichter Demontage weitgehende Rücksicht genommen: Es ist auf der Baustelle kein Niet geschlagen, sondern alle Montageverbindungen sind geschraubt worden.

Abb. 3. Gesamtansicht.

Abb. 4. Innenansicht.

Neue Pfettenanordnung bei Dächern mit rechtwinklig gebrochenen Dachflächen.

Von Oberingenieur **Rudolf Ulbricht**, Benrath a. Rh.

In Gegenden mit starker Rauch-, Staub- und Schmutzentwicklung bevorzugt man für die Verglasung von Gebäuden mehr die lotrecht stehenden Glasflächen gegenüber den schräg liegenden. Auch für besondere Gebäude, z. B. Markthallen, die kein direktes Sonnenlicht erhalten sollen, verwendet man die lotrechte Verglasung.

Dies hat zur Ausbildung von Dächern geführt, deren Flächen sich in verschiedenen Ebenen befinden, d. h. rechtwinklig gebrochen sind. Eine solche Ausführung zeigt Abb. 1 im Längsschnitt.

Abb. 1.

In der Entfernung l liegen die Binder b, auf den dazwischenliegenden Pfetten die Dachhaut a. Mit c sind die senkrecht gestellten Lichtflächen bezeichnet.

Diese Anordnung hat den Vorteil guter Dichtheit der Dach- und Glasflächen, verminderten Scheibenbruchs, geringer Verschmutzung der lotrechten Glasflächen, geringer Schweißwasserbildung und keiner Verdunkelung des Gebäudeinnern bei Schneefall.

Als ungünstig muß man bezeichnen, daß das Streichen der dicht vor den Glasflächen liegenden Stahlkonstruktion schwierig und auf einer Seite unmöglich ist. Vor allem ist aber der Materialverbrauch für die Pfetten recht ungünstig, da diese als Träger auf zwei Stützen ausgeführt werden müßten. — Die obenerwähnten Vorteile unter Vermeidung der Nachteile hat die Konstruktion bei der neuartigen Anordnung nach Abb. 2.

Hier sind die Glasflächen c von den Bindern b abgerückt. Dadurch wird vor allem ermöglicht, daß die oberen Pfetten a als Kragträger und die unteren als Gelenkträger ausgeführt werden können. Die Stahlkonstruktion ist ohne besondere Gerüste für Anstrich usw. leicht zugänglich. Für die kürzeren Pfettenstücke können Abfallenden verwendet werden. Zwischen Binder und Glaswand kann ohne Schwierigkeit ein Laufsteg aus Streckmetall, Drahtgeflecht oder dergl. vorgesehen werden.

Abb. 2.

Dadurch lassen sich Lüftungsflügel in den Wänden leicht bedienen. Die Glaswände können jetzt von beiden Seiten leicht und gut gereinigt werden. Der Lichteinfall ist günstiger, da die schweren Profilschatten unmittelbar vor den Glasflächen fortfallen, ebenso die Staubflächen an den Fenstern.

Die Ausführung bietet keine Schwierigkeiten, wie die in Abb. 3 dargestellten Einzelheiten zeigen.

Abb. 3.

Die Anordnung eignet sich besonders für flache Dächer; bei steileren ist der Schub aus der Dachbelastung besonders aufzunehmen, was leicht durch die Saumwinkel der Fensterflächen erfolgen kann.

An den Stirnflächen der Aufbauten lassen sich gleichfalls Lichtflächen gut anbringen, zweckmäßig werden diese gegenüber der Längswand etwas zurückgesetzt, dadurch wird es möglich, die einzelnen Dachflächen durch einen Laufsteg zu verbinden.

Nachstehend sei an einem Beispiel die Gewichtsersparnis bei der neuen Anordnung gegenüber der früheren ermittelt.

Angenommen sei:

Binderteilung $l = 8{,}0$ m,
Pfettenteilung $= 2{,}5$ m.

Belastung durch:

Dacheindeckung (Stegzementplatten)	85 kg/m²
Schnee	75 „
Wind	5 „
Pfetteneigengewicht	10 „
	175 kg/m²

Gleichmäßige Belastung $q = 2{,}5 \cdot 175 =$ rd. 440 kg/lfd. m.

Am Kragende greift bei einer Wandhöhe $h = 2{,}0$ m eine Einzellast an: $P =$ Glaswand, Aufkantung usw. $= 2{,}5 \cdot 2{,}0 \cdot 50 = 250$ kg.

Fall 1. Pfette als Zweistützträger.

$$Q = 8{,}0 \cdot 440 = 3520 \text{ kg}$$

$$M = \frac{3520 \cdot 800}{8} = 352\,000 \text{ cm/kg}$$

Gewählt I NP 26 mit $W_x = 442$ cm³

$$\sigma = \frac{352\,000}{442} = \text{rd. } 800 \text{ kg/cm}^2.$$

Hierbei Durchbiegung: $f = \frac{0{,}8 \cdot 8{,}0^2}{26} = 1{,}97 \text{ cm} = \frac{1}{405}\, l.$

Pfettengewicht: $g = \frac{41{,}9}{2{,}5} = \text{rd. } 16{,}7 \text{ kg/m}^2.$

Fall 2. Pfette als Gelenkträger.

α) Untere Pfette.

$$a_u = 0{,}146\,(l - 2{,}0) = 0{,}146\,(8{,}0 - 2{,}0) = 0{,}88 \text{ m},$$

$$\max M = \frac{440\,(800 - 200)^2}{16} = 99\,000 \text{ cmkg}.$$

Verwendet: I NP 16 mit $W = 117$ cm³.

$$\sigma = \frac{99\,000}{117} = 845 \text{ kg/cm}^2,$$

$$f = 1{,}26 \text{ cm} = \frac{1}{475}\, l'.$$

β) Obere Pfette.

$$a_o = 1{,}0 + 0{,}88 = 1{,}88 \text{ m}.$$

Stützmoment: $440 \cdot \frac{188}{2}(800 - 188) + 250 \cdot 100 = 253\,000 + 25\,000 = 278\,000$ cmkg.

Feldmoment: $\frac{440 \cdot 800^2}{8} - 278\,000 = 352\,000 - 278\,000 = 74\,000$ cmkg.

Gewählt: I NP 20 mit $W_x = 214$ cm³.

$$\sigma_{St} = \frac{278\,000}{214} = 1300 \text{ kg/cm}^2.$$

Das Gewicht dieser Pfette ergibt sich zu:

g = 5 m I NP 20	je 26,3 kg	= 131,5 kg
4 „ I NP 16	„ 17,9 „	= 71,5 „
Zugstange usw.		= 30,0 „
		233,0 kg

für 1 m² $= \frac{233}{8 \cdot 2{,}5} = 11{,}6$ kg.

Die Ersparnis beträgt also rd. 32 %.

Hierbei ist noch außer acht gelassen, daß es durch Anbringen einer kurzen Verstärkung über den Stützen möglich ist, das Profil noch kleiner zu wählen.

Bei Verschiebung des Gelenkpunktes a_0 auf das übliche Maß $0{,}146\, l = 1{,}17$ m ergibt sich eine bessere Verteilung der Stütz- und Feldmomente. Die untere und obere Pfette wird dann gleich stark (I NP 18). Die Ersparnis beträgt dann auch noch 32 %.

Unter gleichen Verhältnissen beträgt die Ersparnis bei einer Binderentfernung $l = 6{,}0$ m rd. 19 %.

Zusammengefaßt zeigen sich folgende Vorteile):

1. gute Zugänglichkeit zur Verglasung und bessere Belichtung,
2. gute Zugänglichkeit zur Eisenkonstruktion,
3. wesentliche Gewichtsersparnisse.

Verschiedenes.

Der Umbau des Berliner Ostbahnhofs zum Varieté-Theater. Im Osten Berlins, am Küstriner Platz, entsteht der Bau eines Varieté-Theaters, dessen Durchführung in vieler Beziehung Aufsehen erregt. Der in den sechziger Jahren des vorigen Jahrhunderts gebaute Ostbahnhof wurde durch den Bau der Stadtbahn überflüssig und diente als Speicherhalle. Der seinerzeit von den Geheimen Oberbauräten Lohse und Siehlke durchgeführte Bau verdient noch heute unsere Bewunderung, zählt doch die nahezu 40 m breite und 190 m lange Bahnhofshalle in ihrer reinen schwungvollen Linienführung zu den imposantesten Bauwerken aus der Frühzeit der Eisenbahnen, besonders wenn man bedenkt, daß damals die Baustatik noch in ihren Anfängen steckte und nur Schweißeisen zur Verwendung kam. Ein schlagender Beweis für die Güte des Stahlbaus ist der fast unverbrauchte Zustand der über 60 Jahre stehenden Bogenhalle, die noch lange Jahre hindurch zu dienen vermag. Der alte Bahnhof erhält eine neue eigenartige Aufgabe, indem der größte Teil desselben zu einer großen Theaterstätte umgebaut wird. Die Scala-Theater-Gesellschaft m. b. H. unternimmt es, hier eine Zweigstätte ihres Varieté-Theaters zu errichten, die den Namen „Plaza" führen wird. Diesem Unternehmen wird noch ein großer Tanzsaal mit Wirtschaftsbetrieb angegliedert, den die Theaterbesucher nach der Vorstellung durch zwei unterirdische Tunnels aufsuchen können. Das untere Stockwerk des Kopfbaues wird zu einer geräumigen, künstlerisch ausgestatteten Kassenhalle umgebaut, wobei die starken Zwischenwände durch weitgespannte Blechträger abgefangen wurden. Durch den Vorraum tritt man in den Zuschauerraum, dessen

Kuppelbau sich in einer Weite von 40 m und einer Höhe von 20 m über den 3500 Zuschauerplätzen des eigentlichen Theaters wölbt. Die Höhe der Kuppel war begrenzt durch die vorhandene Dachkonstruktion der Bahnhofshalle, deren von den Bogenbindern getragene Dachhaut über diesem Raum bestehen bleibt. Da sie für weitere Zusatzlasten nicht berechnet war, mußte für das Moniergewölbe der Kuppel eine neue Tragkonstruktion angeordnet werden, die nirgends mit dem alten Dach verbunden wurde.

Einzigartig ist die Konstruktion des Ranges, der 15 m weit frei in den Parkettraum hineinragt. Er wird getragen von 8 Stück 32 m langen Auslegerträgern, deren hintere Stützlänge bei 15 m Ausladung noch 17 m beträgt und die ihre Auflager einerseits auf Stahlsäulen und anderseits auf der Rückenmauer finden. Die eindrucksvolle Wirkung des frei und weit in den Raum vorstehenden Ranges ließ sich nur unter geschickter Verwendung einer Stahlkonstruktion ermöglichen, weil die Bauhöhe beschränkt war und große Durchbiegungen und schädliche Schwingungen unbedingt vermieden werden mußten. Über Einzelheiten dieser sehr bemerkenswerten Ausführung wird an dieser Stelle noch besonders berichtet werden. Eine Rangkonstruktion mit dieser Ausladung ist hiermit zum ersten Male ausgeführt worden, und es sei den in Frage kommenden Dienststellen, insbesondere dem statischen Prüfungsamt, für ihre wertvollen Ratschläge und das schnelle Entgegenkommen an dieser Stelle ausdrücklich gedankt.

Bemerkenswert ist die kurze Zeit, in welcher die Stahlkonstruktion montiert wurde: Für den Kuppelbau wurden nur 15, für die vollständige Rangkonstruktion nur 17 Arbeitstage benötigt. Hierbei wird besonders darauf hingewiesen, daß ohne irgendwelche feste Rüstungen montiert werden mußte, da die anderen Bauarbeiten nicht behindert werden durften. Nur so ließ sich der schnelle Fortschritt der Gesamtarbeiten ermöglichen.

An den Zuschauerraum schließt sich das große, für eine Vollbühne ausgebaute Bühnenhaus, welches das Bogendach der Bahnhofshalle durchbricht und 11 m darüber hinausragt. Auch dieses 30 m hohe Gebäude ist in Stahl ausgeführt, desgleichen die zahlreichen, im Innern desselben angeordneten Bedienungsbrücken und Treppenläufe hinauf bis auf den Schnürboden.

Unmittelbar an das Bühnenhaus schließt sich der gleichfalls 40 m breite Tanzsaal in einer Länge von 30 m an; die Monierkuppel wird an neuen eisernen Bogenbindern aufgehängt. Eine Eisenfachwerkwand trennt die gesamte Anlage, die zu den größten ihrer Art zählen wird, von dem restlichen Teil der Bahnhofshalle.

Der Gesamtentwurf stammt von den Architekten Cay & Abicht, Berlin, in deren Händen auch die Bauleitung liegt; der Entwurf für das Stahltragwerk ist von Zivilingenieur Wilhelm Maelzer, Berlin; Lieferung und Aufstellung der etwa 700 t schweren Stahlkonstruktion erfolgt durch die Firma D. Hirsch, Eisenhoch- und Brückenbau in Berlin-Lichtenberg. Von den beigefügten Bauaufnahmen (Abb. 1 u. 2) zeigt die erstere die Fassade des alten Bahnhofsgebäudes, die letztere läßt rechts einen Teil der Fachwerkkonstruktion des großen Kragträgers erkennen.

Dipl.-Ing. H. Fricke.

Abb. 1.

Abb. 2.

Abb. 1. Fahrbahnträger versandbereit im Werk.

Vom Bau der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld ist im Heft 9 des „Stahlbau“ bereits berichtet, soweit die bemerkenswerten Aufstellungsarbeiten für den von der Friedrich-Alfred-Hütte in Rheinhausen gelieferten Teil der Überbauten in Frage kommen.

Im folgenden sei zunächst am Beispiel dieses Großbrückenbaues gezeigt, wieweit im Gegensatz zum Eisenbetonbau beim Stahlbau die teure, zeitlich meist beschränkte und von Zufälligkeiten nicht freie Baustellenarbeit abgelöst wird von der in bezug auf Richtigkeit und Wirtschaftlichkeit leichter nachzuprüfenden Werkstattarbeit, die außerdem geleistet werden kann in der gleichen Zeit, in der an der Baustelle bereits die Einrichtungsarbeiten, Gründung und Bau der Widerlager und Pfeiler u. a. m. ausgeführt werden.

Abb. 1 zeigt die versandbereiten Fahrbahnträger auf der Zulage im Werk der Firma C. H. Jucho in Dortmund, Abb. 2 den ebendort hergestellten Hauptträger der linken Seitenöffnung. Beide Konstruktionen sind Teile des 1619 t betragenden Anteils der genannten Firma an der Gesamtlieferung für das 523 m lange Stahlbauwerk.

Abb. 3 behandelt den Abbruch der alten Brücke und stellt das Ausschwimmen ihrer eisernen Überbauten

Abb. 2. Hauptträger der linken Seitenöffnung auf der Zulage.

Abb. 3. Ausschwimmen der alten Überbauten.

Abb. 4. Demontage-Gerüst.

dar.[1]) Das alte Bauwerk (vergl. „Stahlbau“, Heft 9, Seite 108, Abb. 5) bestand — abgesehen von den als massive Gewölbe ausgeführten Flutöffnungen — aus vier Fachwerkbogen von je 98 m Spannweite und zwei doppelarmigen Drehbrücken von je 2 × 12,4 m Stützweite, anschließend an die beiden Landpfeiler. Ebenso wie die Aufstellung der neuen Überbauten war auch der Abbruch der alten an die Arbeitsgemeinschaft der Firmen Harkort — Krupp vergeben.

Er bot für die drei Stromöffnungen insofern Schwierigkeiten, als die Schiffahrt durch den Einbau von festen Gerüsten nicht gestört werden durfte. Diese kamen daher nur für den Abbruch der vorerwähnten beiden Drehbrücken in Frage, während für das Ausschwimmen der anderen Überbauten im Hafen der Friedrich-Alfred-Hütte auf vier genau gleichen eisernen Kähnen von je 500 t Tragkraft Holzgerüste eingebaut werden. Wie Abb. 3 erkennen läßt, wurden je zwei Kähne zu einem Tragwerk verbunden und darauf die Last mittels eines Holzschwellenlagers übertragen. Alsdann wurden die Kähne mit Wasser gefüllt und jedes der beiden Tragwerke von einem Schlepper unter die alte Brücke eingefahren. Dieses Einfahren gestaltete sich — nur 15 m von der stromabwärts gelegenen neuen Brücke entfernt — ebenso schwierig wie gefahrvoll: Trotzdem jeder einzelne Kahn von zwei schweren Ankern gehalten wurde, genügte das auf der harten und ausgewaschenen Flußsohle nicht. Die Kähne wurden daher außerdem mit 1800 bis 1200 m langen Drahtseilen auf beiden Ufern festgemacht, ferner miteinander wagerecht durch Drahtseile verbunden und endlich noch gegen die Brückenenden verankert.

Die Schwankungen des Wasserstandes wurden dadurch ausgeglichen, daß man auf die beiden Tragwerke Balkenlagen aufbrachte und auf diese mittels einer eisernen Hilfskonstruktion die auszufahrenden Überbauten abstützte. Das Gewicht dieser letzteren betrug nach Entfernung des Fahrbahnbelages, eines Teils der Fahrbahnkonstruktion und der Fußwege noch etwa 650 t. Nachdem die Kähne leergepumpt waren, wurde an einem Brückenende ein Stück von etwa 2 bis 3 m abgeschnitten, um für das Querfahren den nötigen Spielraum zwischen den Pfeilern zu erhalten. Abb. 3 zeigt den Augenblick, wo alsdann die Kähne in Fahrt gesetzt werden, um den ausgebauten Brückenbogen auf dem Rhein zu einem oberhalb des Hafens der Friedrich-Alfred-Hütte am Rheinufer errichteten, festen dreiteiligen Gerüst zu bringen (Abb. 4). In dessen Lücken wurden die beiden Kahnpaare festgemacht, Wasser eingepumpt und damit der Überbau auf das Gerüst abgesetzt, worauf die Kahnpaare wieder stromabwärts geschleppt wurden.

Auf dem beschriebenen festen Gerüst wurde alsdann der Abbruch des alten Tragwerks vorgenommen, dasselbe im autogenen Schneideverfahren in verladefähige Teile zerlegt und so auf dem Wasserwege zur Verschrottung und Wiederverwendung abgefördert.

Dank der Umsicht der Beteiligten sind trotz der großen, mit der Arbeit verbundenen Gefahren Unfälle oder Schäden vermieden.

[1]) Vergl. Erlinghagen: Das Ausschwimmen der eisernen Überbauten der alten Duisburg-Hochfeld-Eisenbahnbrücke. Kruppsche Monatshefte 1928, August/September-Heft.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des ersten Jahrganges „Der Stahlbau" 7,50 R.-M. und Postgeld

1. Jahrgang | BERLIN, 2. November 1928 | Heft 16

Ästhetische Gestaltungsmöglichkeiten im Stahlbrückenbau.

Von Professor Dr. Karner, Zürich.

Über die ästhetische Gestaltung von Brückenbauten ist in den letzten Jahren in Büchern und Zeitschriften so viel geschrieben worden, daß es müßig wäre, die dabei entwickelten, zum Teil sich sehr widersprechenden Gedanken, Anschauungen und Forderungen zu wiederholen. Ingenieure, Architekten und Laien haben sich zu Wort gemeldet, und auch auf dem zweiten Internationalen Brückenbaukongreß in Wien wurde die Frage auf Grund zweier Referate von Prof. Dr. Hartmann-Wien und Prof. Linton-Stockholm eingehend behandelt, ohne dabei jedoch zu einer auch nur einigermaßen einheitlichen Beurteilungsgrundlage zu kommen. Wenn daher dieser Gegenstand im folgenden behandelt wird, so sei zunächst kurz den Gründen nachgegangen, die einer Verständigung auf diesem Gebiete zwischen dem Architekten und dem Ingenieur entgegenstehen. Insbesondere sei an Hand einiger Beispiele ausgeführter Stahlbrücken die ästhetische Wirkung unserer heutigen Brückenbauten studiert und versucht, die Wege aufzudecken, die die Brückenbaukunst gehen wird.

Abb. 1. Straßenbrücke über die Reuß bei Mellingen (Schweiz). Abb. 2.

Unter den reinen Ingenieurbauwerken nimmt ganz entschieden die Brücke eine besondere Stellung ein, da sie ihren Zweck auch dem Laien am sinnfälligsten zum Ausdruck bringt und häufig den Gesamteindruck einer Landschaft oder eines Stadtbildes beherrscht. Sie wird dadurch Gegenstand der kritisch-ästhetischen Beurteilung als Objekt an sich sowie als Teil eines übergeordneten Ganzen. Diese Beurteilung einer Brücke vom schönheitlichen Standpunkte erfolgt durch den Laien meist auf Grund eines gesunden — mehr instinktiven — Empfindens, das den Zusammenhang zwischen dem technischen Verkehrszweck, der geeigneten Brückenform zum Tragen der Lasten und der Leistungsfähigkeit bezw. Eigenart des Baustoffes ahnt. Schwierig wird diese Beurteilung meist erst dann, wenn Ingenieur und Architekt mit verschiedenen Voraussetzungen und ungleichem Wissen an die Abklärung der künstlerischen Wirkung eines Brückenbauwerks herangehen.

Wenn gegen Ende des vorigen Jahrhunderts der Architekt im Stahlbrückenbau sein Augenmerk lediglich darauf verwandte, die Pfeileraufbauten möglichst massig und auffallend zu gestalten und die Brücke selbst mit unpassendem Zierat zu versehen, so hat die Entwicklung des Eisenbetonbrückenbaues in dieser Beziehung eine Wandlung gebracht, die auch der Stahlbrückenbau recht unangenehm zu spüren bekommt. Die Möglichkeit, im Eisenbetonbau alte bewährte Bauformen — bestenfalls durch Übertragung in größere Maßstäbe — oder neuere Formen der reinen Architektur auf moderne Ingenieurbauwerke anwenden zu können, hat vielfach den Anreiz gegeben, nun auch im Stahlbau die Formgebung von Brücken zu beeinflussen und damit in den letzten Jahrzehnten eine Zusammenarbeit des Architekten mit dem Ingenieur in die Wege geleitet, die nicht immer zu glücklichen Lösungen geführt hat.

Bei den Bauwerken des Architekten tritt die Notwendigkeit einer Erfassung der statischen Gliederung des Tragwerks, und damit auch die Notwendigkeit einer Verfolgung des Kräfteverlaufs in allen Einzelteilen, häufig gegenüber den Aufgaben der räumlichen Gestaltung und wirksamen Aufteilung der Ansichtsfächen zurück. Ganz anders bedarf im Brückenbau die Frage der Formgebung eine mehr oder weniger umständliche Untersuchung der statischen und dynamischen Wirkungen der Eigengewichts- und beweglichen Verkehrslasten. Wir haben es also mit einer Ingenieuraufgabe zu tun, auf die einzugehen gründliche Kenntnisse der Statik und der Eigenschaften des Baustoffes erfordert. Da aber der Architekt im Beton- und Eisenbetonbau erst seit einigen Jahrzehnten einen Baustoff vor sich hat, der — allerdings nur äußerlich — den ihm durch eine Jahrtausende alte Überlieferung bekannten Baustoffen gleicht, so ist damit die Grundlage zur falschen architektonischen Beurteilung solcher Bauwerke gegeben, wenn nicht die ganze Eigenart, Wirksamkeit und Leistungsfähigkeit des Baustoffes verstanden und berücksichtigt wird.

Wenn also die Zusammenarbeit von Erfolg gekrönt sein soll, wenn sie bautechnisch und künstlerisch einheitliche Bauwerke schaffen soll, dann ist es erforderlich, daß auch der Architekt den Baustoff in allen seinen Materialeigenschaften und technischen Möglichkeiten kennt und auch über die auftretenden Kräfte und deren Verlauf, vom Angriffspunkt bis zu den Widerlagern, wenigstens einigermaßen unterrichtet ist. Umgekehrt muß sich der Ingenieur wiederum mit den Forderungen vertraut machen, die vom künstlerischen Gesichtspunkt an das Bauwerk gestellt werden, um den Architekten verstehen und technisch auf seine Anregungen eingehen zu können. Diese letztere Forderung ist meist weitaus besser verwirklicht als die erstere, da Probleme der Kunst und Ästhetik ganz entschieden mehr Allgemeingut unseres Wissens sind, als dies bei bautechnischen Aufgaben der Fall ist. Es muß Sache unserer Hochschulen sein, hier Wandel zu schaffen und den „Ingenieurarchitekten" die Formgebungsmöglichkeiten eines Baustoffes aus seinen Materialeigenschaften und aus der Wechselwirkung der ein Bauwerk belastenden äußeren und — diesen widerstehenden — inneren Kräfte erkennen und verstehen zu lassen[1]). Diese Forderung gilt in vollkommen gleicher Weise für die Stahl- und für die Eisenbetonbauweise, und erst bei ihrer vollen Erfüllung wird eine erfolgreiche Zusammenarbeit zwischen dem

[1]) Siehe auch: Schweiz. Bauztg. 2. Juni 1928, Prof. Dr. Karner: „Zur Frage der Erziehung des Architekten an den Technischen Hochschulen".

Abb. 3. Straßenbrücke über den Ruhrkanal bei Raffelsberg.

Architekten und dem Ingenieur restlos möglich sein und es gelingen, jedem Baustoff aus seinen wirklichen Eigenschaften und nicht auf Grund unpassender Vergleiche gerecht zu werden.

Wenn im Eisenbetonbau die schon angedeutete äußere Ähnlichkeit des Baustoffes mit solchen älterer Massivbauweisen zu manchen unglücklichen architektonischen Lösungen führte, so sieht es mit den künstlerischen Ratschlägen, die beim Entwurf von Stahlbrücken gegeben werden, meist noch viel ungünstiger aus. Denn hier fehlen nicht nur die oben angeführten Grundkenntnisse, sondern es sollen — was noch schlimmer ist — gewohnte Formen anderer Bauweisen auf den Stahlbau übertragen werden. Diese Schwierigkeiten bringen es aber umgekehrt vielfach mit sich, daß mancher Architekt diesem ihm nicht vertrauten Baustoff einfach aus dem Wege geht, ihn grundsätzlich ablehnt und dann vom Eisenbetonbau Unmögliches oder Unwirtschaftliches verlangt. Er begeht dann dort die gleichen Fehler, die er im Stahlbau zu vermeiden sucht, schadet der technischen Erkenntnis und der Wirtschaftlichkeit, ohne der Kunst einen Nutzen zu bringen.

Abb. 4. Unterführung der Wormser Straße in Mainz.

Wollen wir also über die künstlerische Gestaltung von Bauwerken im allgemeinen und von Brücken im besonderen zu einheitlichen, dem Künstler und dem Ingenieur zusagenden Grundsätzen kommen, dann bedarf es zuerst eines beiderseitigen Verstehens und Eingehens auf das grundlegende Können und die Erfahrungen des Mitarbeiters. Wir stellen diese grundlegenden Forderungen voraus, denn zweifelsohne bedarf es beim Bau einer Brücke unbedingt aller Kenntnisse der Materialeigenschaften des Baustoffes sowohl als auch der am Bauwerk auftretenden Kräfte und der dadurch hervorgerufenen inneren Spannungen. Nur im restlosen Erfassen aller dieser Kenntnisse und bei ihrer besten Ausnutzung können wirtschaftliche und gleichzeitig formvollendete und künstlerisch befriedigende Bauwerke geschaffen werden.

In dem Maße, als sich moderne Ingenieurarchitekten diesen Anforderungen gewachsen zeigen, nimmt die Zahl derer bedeutend zu, die im Flußstahl insbesondere wegen seiner von keinem anderen Baustoffe erreichten Homogenität den besten Baustoff für Brückenbauten aller Stützweiten sehen. Es ist anderseits aus der eben geschilderten Entwicklung verständlich, daß bei diesem steigenden Verstehen der Formgebungsmöglichkeiten stählerner Brücken zuerst der Vollwandträger als flächige Bauform zur Anwendung kommt und sogar oft auch dort noch gewählt wird, wo er bereits wirtschaftlicher durch ein Fachwerk ersetzt werden könnte. Scheinbar ist das künstlerische Erfassen eines feingegliederten Fachwerkes besonders bei räumlicher Anordnung noch zu schwierig, obwohl sich auch nach dieser Richtung besonders im Großbrückenbau bemerkenswerte Ansätze zeigen, durch harmonische Anordnung der Füllstäbe und durch straffe Linienführung der Gurtungen günstige Formwirkungen hervorzurufen.

Abb. 7. Straßenbrücke über die Donau bei Donauwörth.

Betrachten wir zunächst die Gestaltungsmöglichkeiten vollwandiger Balkenbrücken, so ergeben diese ganz allgemein eine ruhige Flächen-

Abb. 5. Straßenbrücke über den Neckar bei Feudenheim. Abb. 6.

wirkung, sind nicht aufdringlich in der Form und bis zu sehr großen Stützweiten ausführbar. Die beiden Abb. 1 u. 2 zeigen eine erst kürzlich fertiggestellte Balkenbrücke über die Reuß bei Mellingen in der Schweiz von 45 m Stützweite und 9 m Hauptträgerentfernung. Fahrbahn und Fußwege sind vorläufig innerhalb der Hauptträger angeordnet, einer späteren Verkehrsentwicklung bleibt es vorbehalten, die Fußwege auf besondere Konsolen nach außen zu legen. Die über die Fahrbahn ragenden einwandigen Hauptträger bilden jetzt den Geländerabschluß und später nach der Verbreiterung eine Trennung des Straßen- vom Fußgängerverkehr. Die Brücke, die sich wundervoll in das alte Städtebild einfügt, ersetzt eine gedeckte Holzbrücke, und es zeigt sich — wie bei vielen Auswechslungen alter hölzerner Brücken — auch hier, daß die neueren Bauformen mit dem Tragwerk unter der Fahrbahn ein freieres Bild über Fluß und Stadt geben, daß sie die Gesamtwirkung des Städtebildes heben und unterstreichen, während die meist vollständig verkleideten alten Holzbrücken, deren scheinbare ästhetische Wirkung mehr die Folge eines liebgewordenen gewohnten Anblickes ist, große Teile des Stadtbildes verdeckten. Wenn wir bei dieser Brücke doch noch etwas auszusetzen haben, ist es höchstens das Sprengen des Untergurtes, wodurch die Konstruktionshöhe an den Auflagern größer und damit „über besondere Anordnung des Architekten“ eine Bogenwirkung vorgetäuscht wird. In diesem Falle waren die Verhältnisse an den Widerlagern so ungünstig, daß nur vertikale Auflagerlasten, niemals aber Schub in Frage kam, bei dieser Stützweite also Stahl als einzig möglicher Baustoff verblieb. Bemerkenswert ist noch, daß der Stegblechstoß in Höhe der Fahrbahn angeordnet wurde und dadurch neben anderen Vorteilen sich eine hübsche Gliederung der Außenfläche des Trägers ergab.

Vollwandige Balkenbrücken mit meist gleichbleibender Trägerhöhe sind in den letzten Jahren sowohl in Stahl 37 als auch in hochwertigen Baustählen mit recht großen Stützweiten zur Ausführung gebracht worden. Ihre ruhige sachliche Wirkung geht z. B. aus der Abb. 3 hervor, die die Straßenbrücke über den Ruhrkanal bei Raffelsberg in der Nähe von Duisburg zeigt. Diese ebenfalls erst 1927 erstellte Brücke hat Vollwandträger ganz unter der Fahrbahn und besitzt 36,8 m Stützweite. Vollwandige Balkenbrücken erfreuen sich ferner ganz besonders häufiger Anwendung bei Bahnüberführungen in Städten, wenn bei nicht selten sehr beschränkter Konstruktionshöhe ein unauffälliges Einfügen in das Straßen- und Städtebild notwendig ist (Abb. 4). Die bisherigen Ausführungsbeispiele zeigten einwandige Vollwandträger. Bei noch größeren Stützweiten und dort, wo bei sehr breiten Straßenbrücken große Eigengewicht- und Verkehrslasten aufzunehmen sind, greift man zu doppelwandigen, kastenförmigen Querschnitten, um die auftretenden Kräfte unterbringen zu können.

Ein solches Bauwerk geben die Abb. 5 u. 6 wieder, welche die Straßenbrücke über den Neckar bei Feudenheim zeigen. In der überaus flachen Landschaft durfte die Brücke einerseits keinerlei hochragende Hauptträgerteile zeigen, konnte anderseits mit Rücksicht auf notwendige Durchfahrthöhe für die Schiffe nur eine sehr beschränkte Bauhöhe erhalten. Die Stützweite beträgt 53 m, die Hauptträgerentfernung 13,1 m bei einer lichten Weite zwischen den Hauptträgern von 12 m für Fahrbahn und Fußwege. Die Stegblechhöhe der Hauptträger beträgt nur 3,08 m. Auch diese Brücke ist so berechnet, daß bei zunehmendem Verkehr eine Verbreiterung dadurch erfolgen kann, daß der Fußgängerverkehr auf je 3,5 m breite Außenkonsolen verwiesen wird und die volle Breite zwischen den Hauptträgern dem Straßenverkehr verbleibt. Derartige Brückenformen haben allerdings den Nachteil, daß sie nicht mehr wirtschaftlich sind und zweckmäßiger mit einer anderen Hauptträgerform zur Ausführung kommen würden. Nichtsdestoweniger sind sie als besonders bemerkenswert anzusehen, weil für diese Balkenform und für diese Stützweiten überhaupt nur Stahl als Baustoff in Frage kommt.

Gehen wir einen Schritt weiter zu Balkenbrücken über mehrere Öffnungen, die entweder als durchlaufende oder als Gerberträger ausgebildet werden, so ergeben sich für vollwandige Träger große Stützweiten bei besonders günstigen ästhetischen Formverhältnissen. Eine hier zu erwähnende ältere Straßenbrücke ist die Donaubrücke bei Donauwörth (Abb. 7). Die Hauptträger laufen über fünf Öffnungen von 24 + 28 + 32 + 28 + 24 = 136 m Gesamtlänge durch, liegen vollständig unter der Fahrbahn und fügen sich in einfachster und unauffälligster Weise in das ruhige Stadtbild ein.

Ein äußerst gelungenes Bauwerk ist ferner die Straßenbrücke über den Neckar bei Wimpfen (Abb. 8 u. 9). Sie ist als Gerberträger mit 40,7 + 70,8 + 40,7 = 152,2 m Gesamtlänge gebaut, zeigt parallelgurtige Vollwandträger im mittleren Teil und nach dem Brückenende zu etwas abnehmende Trägerhöhen in den Seitenöffnungen. Ob man die Brücke im Zusammenklingen mit der Flußlandschaft betrachtet oder mehr von oben sieht, immer bietet sie dem Beschauer einen unbeschwerten und

Abb. 8.

Abb. 9.

Abb. 8 u. 9. Straßenbrücke über den Neckar bei Wimpfen.

Abb. 10. Friedrich-Ebert-Brücke in Mannheim. Abb. 11.

harmonischen Eindruck. Die 8,85 m voneinander entfernten Hauptträger sind einwandig, Fahrbahn und Fußwege innerhalb derselben; bei zunehmender Verkehrsdichte können auch hier Außenkonsolen für die Gehwege angebracht werden.

Die bekannteste Brücke, ein Schulbeispiel dieser Art, ist die Friedrich-Ebert-Brücke in Mannheim mit 55,6 m Seiten- und 86,56 m Mittelöffnungen, somit rd. 198 m Gesamtlänge. Abb. 10 u. 11 zeigen weniger bekannte Aufnahmen dieser Brücke, deren Einzelheiten wohl als bekannt vorausgesetzt werden können. Die Hauptträger sind hier wiederum kastenförmig, also zweiwandige Blechträger; der Koppelträger hat 48 m Stützweite bei 3,6 m Stegblechhöhe. Am Pfeiler, wo der Untergurt des Kragträgers leicht geschwungen herabgezogen wird, ist diese Höhe zu 4,9 m angenommen. Die Hauptträger haben eine Entfernung von 13,3 m von Mitte zu Mitte, zwischen sich die 11,1 m breite Fahrstrecke und beiderseits Konsolen für 3,5 m breite Fußwege. Da bei dieser Brücke die Konsolen gleich bei der Ausführung mit hergestellt wurden, kann auf ihre günstige ästhetische Wirkung auf den Gesamteindruck der Brücke ganz besonders hingewiesen werden. Das Bauwerk erscheint dadurch noch schlanker und dem Auge gefälliger.

Abb. 12. Eisenbahnbrücke über die Lenne bei Hohenlimburg.

Abb. 13. Eisenbahnbrücke über die Aare bei Olten.

Auch bei Eisenbahnbrücken wird der Vollwandträger bei ganzen Brückenzügen, die aus einzelnen freiaufliegenden Balken bestehen, ferner bei Gerberträgern und in allerneuester Zeit wiederum vielfach bei durchlaufenden Trägern mit Vorliebe verwendet, weil diese Ausführungsform äußerst anspruchslos in Erscheinung tritt und technisch wie wirtschaftlich vorteilhafte Konstruktionen ermöglicht. Aus der Unzahl der Ausführungen sei als besonders beweiskräftiges Beispiel die in Abb. 12 dargestellte Eisenbahnbrücke über die Lenne bei Hohenlimburg mit vier Öffnungen von je 21 m Stützweite gezeigt. Eine andere Ausführung ist (Abb. 13) die erst kürzlich fertiggestellte Brücke der Schweizerischen Bundesbahnen über die Aare in Olten. Die vollwandigen, parallelgurtigen und durchlaufenden Hauptträger sind im Grundriß nach der Gleisachse stetig gekrümmt und besitzen $3 \cdot 35 = 105$ m Gesamtlänge. Von diesem bemerkenswerten, für die schwersten elektrischen Lokomotiven nach den Vorschriften der S. B. B. gebauten Brückenbauwerk, ist zunächst nur der Überbau für ein Gleis fertiggestellt, der für das zweite Gleis soll später zur Ausführung kommen.

Abb. 14 stellt die Straßenunterführung am Hansaring in Köln dar, ein kontinuierlicher Träger über drei Öffnungen von je 20 m Stützweite. Das Bild zeigt die Unterführung nach dem im Jahre 1927 vollzogenen Umbau, bei dem zwischen je zwei alten Trägern ein neuer zur Verstärkung eingefügt und ferner die früher vorhandenen Einzelpendelstützen durch Stützportale ersetzt wurden. Eine solche Unterführung in Stahl wirkt durch die sichtbare Gliederung der Träger und Stützen nicht nur weniger monoton wie eine glatte Eisenbetonausführung, man besitzt — wie dieses Beispiel zeigt — im Stahlbau die einfachste Möglichkeit zur Vornahme von Verstärkungen oder Umbauten, ohne den einmal festgelegten Gesamteindruck des Bauwerkes irgendwie verändern oder stören zu müssen.

Die technischen und wirtschaftlichen Möglichkeiten des Flußstahles, dieses idealsten Baustoffes für Biegungsbeanspruchungen, sind praktisch unbegrenzt, während bei Eisenbeton-Balkenbrücken, insbesondere wenn es sich um gedrückte Bauhöhen oder um Eisenbahnlasten handelt, die Grenze der Wirtschaftlichkeit ebenso wie die des technisch und konstruktiv Möglichen sehr früh erreicht wird. Aus ästhetischen Gründen möchten wir jedoch vor einer übertriebenen Anwendung des Vollwandträgers für freiaufliegende Balken auch im Stahlbau warnen, da bei annehmbaren Bauhöhen unter Berücksichtigung der Durchbiegungen diese

Abb. 14. Straßenunterführung am Hansaring in Köln.

Trägerform — die nur durch Biegungsmomente und Querkräfte beansprucht wird — keine volle Ausnutzung des Stegblechquerschnittes gestattet und dadurch eine gewisse Unwirtschaftlichkeit eintritt. Für freiaufliegende Einzelbalken mag diese Grenze etwa bei 40 m Stützweite liegen, darüber hinaus die Anwendung einer anderen Hauptträgerform, sei es als Fachwerk oder Bogen mit aufgehobenem Schub empfehlenswert sein. Bei Trägern über mehreren Öffnungen rückt die Grenze der Stützweiten ganz außerordentlich hinauf, wie wir dies bei den angeführten Beispielen gesehen haben. Hier können Grenzwerte nicht angegeben werden, da die jeweiligen Verhältnisse zu verschieden sind. Ganz allgemein ist anzustreben, daß die vollwandigen Hauptträger möglichst unter der Fahrbahn bleiben oder vollständig außen liegen. Wenn auch bei einem Durchschneiden der Fahrbahn durch die Hauptträger eine verkehrstechnisch durchaus verständliche und vielleicht sogar erwünschte Trennung zwischen der Fahrstraße und den Fußwegen eintritt, so ist konstruktiv dabei doch nur aus der Not eine Tugend gemacht. (Schluß folgt.)

Kinobauten in Stahl.

Von Oberingenieur **Eugen Kaiser**, Ludwigshafen am Rhein.

(Schluß aus Heft 15.)

Von den zahlreichen anderen Berliner Kinobauten der Firma Druckenmüller sei endlich erwähnt der mit der Firma Steffens & Nölle zusammen ausgeführte sehr bemerkenswerte Einbau der „Kammerlichtspiele“ in das gleichzeitig durchgreifend um- und ausgebaute

„Haus Vaterland“ am Potsdamer Platz zu Berlin.

Auch dieser Umbau mußte ohne Störung des Café-Betriebes im Erdgeschoß durchgeführt werden. Die Stahlkonstruktion im Gesamtgewicht von 1200 t konnte nur schrittweise eingebaut werden. Parkett und Rang nehmen zusammen 1500 Sitzplätze auf, der weit über den Parkettraum vorschießende Rang ruht auf Zweigelenkrahmen von 22 m Spannweite, die als Doppelvollwandträger nur eine Trägerhöhe von 1,20 m benötigen, obwohl sie in Abständen von 5,20 m stehen. In Eisenbeton würden sich auch hier, insbesondere durch die bedeutend höheren Eigengewichte, erheblich andere Dimensionen ergeben haben, abgesehen von den Nachteilen, die sich beim Umbau durch Einschalen, Eisenlegen usw. ergeben hätten, da die Bauarbeiten — wie oben erwähnt — nur schrittweise vorgetrieben werden konnten.[3])

Die „Kammerlichtspiele“ in Köln, Hohe Straße

sind von der Maschinenbauanstalt Humboldt in Köln-Kalk erstellt. Bei diesem Gebäude mußte auf äußerste Raumausnutzung und kürzeste Bauzeit besonderer Wert gelegt werden: Während der Räumung des alten Gebäudes und der Einleitung des Abbruches konnten die Zeichnungen aufgestellt und die einzelnen Stücke der Stahlkonstruktion in der Werkstatt fertiggemacht werden. Dem Fortschreiten des Abbruches folgte unmittelbar, auf den kleinsten Raum beschränkt, die Aufstellung des Traggerippes, und ebenso dicht hinterher schlossen die Ausbauarbeiten an. Auch diese Arbeiten hätten sich bei Verwendung von Eisenbeton äußerst schwierig gestaltet, denn das beim Stahlbau in der Werkstatt Geleistete vollzieht sich beim Eisenbeton fast ausschließlich auf der Baustelle und benötigt dazu an und für sich schon bedeutend mehr Ellenbogenfreiheit. Wie einfach sich trotz des unregelmäßigen Grundrisses das Stahltragwerk aufbaut, zeigt der Längenschnitt (Abb. 10) und die Aufsicht über dem Rang (Abb. 11).

„Phöbus-Lichtspiele“ in Nürnberg.

Die Ausführung erfolgte im Jahre 1927 durch die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg, in Stahl mit Backsteinausmauerung. Auch hier fügt sich die Konstruktion dem unsymmetrischen Grundriß, in dem die Außenwände schief zueinander verlaufen, gut an. Die Baustützen aus Peiner I-Profilen verschwinden in den Backsteinen der Umfassungswand und sind somit völlig feuersicher. Die Ranggalerie ruht auf Konsolen. Das Haupttragwerk ist ohne Zwischenstützen ausgeführt, die Unterzüge aus 90er Peiner I-Profilen tragen auf 23 m frei. Abb. 12 zeigt den Längenschnitt, Abb. 13 im Grundriß die Trägerlage der Rang- und der Dachkonstruktion.

Eines der bemerkenswertesten Kinos der Jetztzeit stellt das Großlichtspielhaus

„Atrium“ in Berlin-Wilmersdorf

dar. Als mächtiges Teilrund steht es beherrschend an der Ecke Kaiserallee und Berliner Straße. Anlehnend an den antiken Theaterbau, ziehen sich die Stuhlreihen radial um die Bühne bezw. Filmwand, die Seitenwände laufen perspektivisch auf die Bühne zu. Die größte Entfernung von der Bühne bis zur letzten Rangreihe beträgt 36 m, ist also gleich der größten Raumbreite bei der hinteren Rangreihe. Von Seitenwand zu Seitenwand nimmt es im Parkett 1200, im Rang 900, zusammen 2100 Sitzplätze auf. 1300 m² Vorräume und reichliche Treppenläufe, die direkt zur Straße führen, ermöglichen beim Wechsel der Vorstellung der doppelten Zuschauermenge ungestörtes Kommen und Gehen, wie aus dem Grundriß des Parketts (Abb. 14) ersichtlich ist. Theatertechnisch muß diese Anlage als Glanzleistung gewertet werden. Rein bautechnisch ist hier die Konstruktion in Stahl und Mauerwerk bemerkenswert: Die Rangträger ziehen von der Umfassungswand über die Stützen, die unbehindernd neben dem Umgang hinten zwischen den Logen stehen, über die zweite Stützenreihe unten in der Garderobe, dann über die vordere Stützenreihe hinter den unteren Parkettsitzen hinweg und ragen

Abb. 10. Längenschnitt.

Abb. 11. Aufsicht über dem Rang mit Trägerlage.

Abb. 10 u. 11. „Kammerlichtspiele“ in Köln, Hohe Straße.

Abb. 12. Längenschnitt.

a Rangkonstruktion. *b* Dachkonstruktion.

Abb. 13. Grundriß der Trägerlage.

Abb. 12 u. 13. „Phöbus-Lichtspiele“ in Nürnberg.

[3]) Da die Schriftleitung hofft, über die überaus bemerkenswerten und umfangreichen Arbeiten für den Um- und Neubau von „Haus Vaterland“ demnächst einen besonderen Aufsatz bringen zu können, sei von einer ausführlicheren Darstellung an dieser Stelle abgesehen.

Abb. 14. Grundriß.

Abb. 17. Blick vom Rang in den Zuschauerraum.

3,25 m frei in den Saal hinaus. Abb. 15 zeigt die Einzelheiten dieser Rangträger sowie einen Teil ihrer Gesamtanordnung. Der Längenschnitt (Abb. 16) gibt weiteren Aufschluß über das freie Blickfeld vom hinteren Parkett und vom Rang, durch die Tragkonstruktion in keiner Weise eingeengt. Wohltuend ist die Anpassungsfähigkeit des stählernen Tragwerks,

Abb. 15. Einzelheiten der Rangträger.

die der vornehmen Linienführung des fertigen Bauwerks in allen Punkten gerecht wird. Abb. 17 gibt den Blick vom Rang in den Zuschauerraum wieder.

Die Firma Breest, die diesen bemerkenswerten Kinobau ausführte, hat außer ihm noch zwei weitere größere Umbauten für Lichtspieltheater zu verzeichnen, und zwar das

„Renaissance - Theater“ in Berlin-Charlottenburg,

dessen Grundriß Abb. 18 bringt, und das Lichtspielhaus

„Phöbus - Palast“ im Europahaus in Berlin.

Die in Abb. 19 wiedergegebene Grundrißzeichnung zeigt die Träger und Unterzüge des 19 m tiefen Ranges; die Unterzüge des weit vorladenden Ranges sind wieder im hinteren Teil auf einen Steifrahmen ab-

Abb. 16. Längenschnitt.

Abb. 14 bis 17. „Atrium“ in Berlin-Wilmersdorf.

Abb. 19. Grundriß.

Abb. 18. „Renaissance-Theater" in Berlin-Charlottenburg.

Abb. 18a. Schnitt $a-b$.

Abb. 19 u. 20. „Phöbus-Palast" in Berlin, Europahaus.

Abb. 20. Auslegerkonstruktion des Ranges.

gestützt, während die im vorderen Teil von diesem Rahmen als freie Ausleger von 8 m Vorkragung weitergehen. Die bemerkenswerte Steifrahmen- und Auslegerkonstruktion ist in Abb. 20 zu erkennen.

„Alhambra-Lichtspiele" in Berlin-Charlottenburg, Bismarckstraße.

Ein weiteres neues Lichtspieltheater in Charlottenburg mit 1200 Sitzplätzen mit einer Grundrißausdehnung von 23,2 m Breite und 35,58 m Länge wurde vom Beginn der Fundierungsarbeiten bis zum Tage der Eröffnung innerhalb 4 Monaten erstellt. Das Gesamtgewicht der von der Firma H. Gossen in Berlin-Reinickendorf gelieferten Stahlkonstruktion betrug etwa 85 t. Bei der Unregelmäßigkeit des Grundrisses dürfte diese kurze Bauzeit in anderer Bauweise als in Stahl auch nicht annähernd erreicht worden sein. Ganz besonders wirkungsvoll ist das in der Straßenfront angeordnete große kassettierte Sternfenster, welches durchweg in Eisenkonstruktion hergestellt und mit Muschelkalkstein eingefaßt bezw. verblendet ist.

Kino am Burgplatz in Essen.

Die in Essen neu erstandene Lichtspielbühne mußte seinerzeit in der spielfreien Zeit von Anfang Juli bis Mitte September 1927 fertiggestellt sein. Das verhältnismäßig geringe Gewicht des ausgemauerten Stahlfachwerkes gestattete, vorhandene Fundamente zu benutzen. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion des Gebäudes einschließlich des Ranges betrug 85 t, der Auftrag wurde von der Stadtverwaltung Essen am 27. Juni der Firma Gebr. Storp in Essen übertragen unter der mit hoher Verzugsstrafe gesicherten Bedingung der fertigen Erstellung bis zum 10. August. In dieser kurzen Frist mußten die statische Berechnung, Werkstattzeichnungen, Werkstattarbeit und Montage erledigt werden. Die Termine wurden pünktlich eingehalten, so daß die die Maurerarbeiten ausführende Firma A.-G. für Hoch- und Tiefbau in Essen auch ihrerseits genügend Zeit für die übrigen Bauarbeiten hatte und das Bauprogramm in der vorgeschiebenen Zeit glatt abgewickelt werden konnte.

Kino Rosenberger in Pforzheim.

Zu diesem Bau sei erwähnt, daß erst während der Ausführung zur Abkürzung der bereits sehr vorgeschrittenen Bauzeit von der Bauherrschaft die Wahl einer möglichst zweckmäßigen, in kürzester Zeit herzustellenden Konstruktion verlangt wurde, denn die Eröffnung des Kinos im Winter durfte unter keinen Umständen in Frage gestellt werden. Man wählte deshalb in letzter Stunde eine Dachkonstruktion in Stahl, welche die Firma Beierle, Freiburg im Breisgau, unter sehr schwierigen Verhältnissen

Abb. 21. Grundriß.

konstruktion sind in Stahl hergestellt. Die Saaldecke sollte keine ebene Untersicht erhalten, um mit Rücksicht auf die Saallänge möglichst günstige Verhältnisse zu erzielen. Wie schön sich das stählerne Tragwerk dieser Forderung anschmiegt, zeigt uns der Querschnitt durch den großen Saal (Abb. 22). Der Binder läuft gegen das Auflager zu in einen biegungssteifen Blechträger aus und geht auf der einen Längsseite des Saales in eine Rahmenkonstruktion über, die alle wagerechten Kräfte von Wind und Nutzlast in die Fundamente ableitet. Auf der gegenüberliegenden Seite mit dem beweglichen Auflager brauchten die Rahmen nur bis zur Erdgeschoßdecke durchgeführt zu werden. In Eisenbeton hätten sich für Galerieträger und Dach Querschnitte ergeben, die die so kühn aufstrebende

in 16 Arbeitstagen durchführte. Wäre auch das Dach in Eisenbeton ausgeführt worden, so wären wiederum viele Wochen durch kostspielige Schalungsarbeiten und Abbindezeit verlorengegangen, ganz abgesehen von der durch möglichen Frost verursachten Gefahr.

Kino am Ägidientorplatz in Hannover.

Im Jahre 1919 wurde in Hannover ein Lichtspielhaus in Mauerwerk und Stahlkonstruktion errichtet. Zu dieser hat man gegriffen, um bei den beengten Platzverhältnissen den Raum bis zum äußersten auszunutzen, was in Eisenbeton wegen der stärkeren Abmessungen nicht hätte erzielt werden können. Zudem war für die örtliche Ausführung eine äußerst kurz bemessene Frist gesteckt, was die Wahl zugunsten des Stahlbaues erleichterte. Die 62 t-Stahlkonstruktion ist von der Firma Dietrich in Hannover in drei Wochen ausgeführt und stellt ein in sich abgeschlossenes Tragwerk dar, so daß die Umfassungswände keine Nutzlasten aufzunehmen haben.

Abb. 22. Querschnitt.

Abb. 23. Außenansicht.

Abb. 21 bis 23. Saalbau am Dom in Bremen.

Zum Schlusse sei noch ein Bauwerk angeführt, das kein Kinotheater enthält, aber alle Erfordernisse und Merkmale eines Theaterbaues zeigt: Es ist der neue

Saalbau der Stadt Bremen,

der von Architekt Dip.-Ing. Walter Görig entworfen und unter seiner Bauleitung ausgeführt wurde.

Das groß angelegte Bauwerk enthält außer Verwaltungsräumen im Erdgeschoß eine Wirtschaft mit Nebenräumen und die für den Konzertsaal notwendigen Garderoben, im oberen Stockwerk den großen und einen kleinen Saal sowie die großen Wandelhallen. Der erstere umfaßt 1206, der kleine Saal 546 Sitzplätze. Aus Abb. 21 ersieht man die gewaltige Ausdehnung des Bauwerks. Der Grundriß zeichnet sich durch feine Gliederung, der ganze Entwurf durch seine Klarheit und Übersichtlichkeit im Aufbau aus. Der Aufbau über dem Erdgeschoß, Galerie und Dach-Form des Saales stark zusammengedrückt hätten. Überdies hat man sich auch hier der schnelleren Ausführung halber für den Stahlbau entschließen müssen. Abb. 23 gibt die große Fassade von der Domsheide her. Die Ausführung der Stahlkonstruktion lag in den Händen der Firma Schellhaas & Druckenmüller in Bremen.

Es ließen sich leicht noch eine lange Reihe bemerkenswerter Kinoausführungen nennen, die angeführten Beispiele zeigen jedoch zur Genüge, wie gut sich der Stahlbau zu Kinotheater- und Saalbauten jeden Umfanges eignet und wie ungebunden der Baukünstler bei seinem Entwurf vorgehen kann, wenn es sich darum handelt, mittels größter Stützweiten freie Räume ohne allzu schwere und massige Tragkonstruktionen zu überspannen und seinen Bauten die freie, lichte Raumwirkung zu geben, die bei derartigen Architekturschöpfungen von so überragender Bedeutung sind.

Zur Dimensionierung der Blechträger.

Von Ing. **O. Riwosch**, Leningrad.

Die Bestimmung des günstigsten Querschnitts (ohne Tabellen) raubt viel Zeit und Mühe — außerdem muß nachher der Träger auf Durchbiegung kontrolliert werden. Die folgende Untersuchung versucht, diese Arbeit auf Grund von einfachen Formeln zu ersparen.

Es sind Träger mit ein bis drei Gurtplatten für den oft vorkommenden Fall gleichmäßig verteilter Belastung behandelt. Der Rechnungsgang wird für den Träger mit zwei Gurtplattten ausführlich gezeigt (Abb. 1 u. 2).

Abb. 1. Abb. 2.

Angenommen: $\delta = \delta_1 = 0{,}012\,h$ [1]) und $e = 1{,}5\,\delta = 0{,}018\,h$.

Somit sind: $h_0 = h + 4\,\delta = 1{,}048\,h$; $h_1 = 0{,}976\,h$; $c = 2\,b + 4\,\delta = 2\,b + 0{,}048\,h$; $b_1 = b - 0{,}012\,h$; $d = 2\,\delta$.

Das Trägheitsmoment des Querschnitts, bezogen auf die wagerechte Schwerpunktachse, ist:

$$J = 0{,}049\,b\,h^3 + 0{,}0006\,h^4 - 0{,}024\,h^2\,b^2 + 0{,}016\,b^3\,h$$

$$(1) \quad W_n = \frac{J_n}{\frac{h}{2}} = \frac{J_n}{0{,}524\,h} = 0{,}0935\,b\,h^2 + 0{,}001\,14\,h^3 - 0{,}0457\,h\,b^2 + 0{,}0305\,b^3.$$

Da im folgenden derjenige Wert von der Steghöhe h gesucht wird, bei welchem das Gewicht des Blechträgers am geringsten ist, so stellen wir aus Gl. 1 die Schenkelbreite b als Funktion von h dar.

Um b aus Gl. 1 zu ermitteln, wird im letzten Gliede — nämlich $0{,}030\,53\,b^3$ — vereinfacht b gleich $0{,}1\,h$ angenommen, was nicht viel vom Endergebnis abweicht und das Endresultat unbeträchtlich beeinflussen wird.

Die Gl. 1 ergibt dann:

$$W = 0{,}0935\,b\,h^2 + 0{,}001\,17\,h^3 - 0{,}0457\,h\,b^2,$$

$$\text{und } b = 1{,}0225\,h - 1{,}03\,h\left(1 - 20{,}45 \cdot \frac{W}{h^3}\right)^{1/2}.$$

Da $h^3 = 85\,W$ [2]), was das Endresultat angibt, so wird $20{,}35 \cdot \frac{W}{85\,W} = 0{,}23$, und man kann ohne beträchtlichen Fehler annehmen:

$$\left(1 - 20{,}45 \cdot \frac{W}{h^3}\right)^{1/2} = 1 - \frac{1}{2} \cdot 20{,}45 \cdot \frac{W}{h^3}$$

$$(2) \qquad b = 10{,}5 \cdot \frac{W}{h^2} - 0{,}0075\,h.$$

A. Bestimmung des geringsten Rauminhalts (Gewichtes) des Blechträgers.

a) Der Rauminhalt des Trägerprofils ohne Gurtplatten $= v_0 = f_0\,l$, wo f_0 die gesamte Fläche $= 0{,}096\,b\,h + 0{,}01\,h^2$,

b) der Rauminhalt der ersten Paar Gurtplatten: $v_1 = f_1\,l_1 = 0{,}048\,h\,b\,l_1$, wo l_1 — die theoretische Länge der Platten $l_1 = l - 2\,x_0$.

Für den betrachteten Fall ist die Momentenkurve bezw. die der Widerstandsmomente eine Parabel mit der Gleichung:

$$y = \frac{4\,W}{l^2}\,(l\,x - x);$$

für $y = W_0$ erhält man:

$$(3) \qquad x_0 = \frac{l}{2}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{W_0}{W}}\right).$$

Angenommen $\frac{W_0}{W} = 0{,}5$, was sich aus den Tabellen als mittlerer Wert ergibt.

$$x_0 = \frac{l}{2}\,(1 - \sqrt{1 - 0{,}5}) = 0{,}15\,l$$

und

$$(4) \qquad l_1 = l - 2\,x_0 = l - 0{,}3\,l = 0{,}7\,l.$$

Der Rauminhalt der ersten Paar Gurtplatten ist

$$v_1 = f_1\,l_1 = 0{,}048\,b\,h\,0{,}7\,l = 0{,}0336\,b\,h\,l.$$

c) Der Rauminhalt der zweiten Paar Gurtplatten $v_2 = 0{,}048\,h\,b\,l_2$.

[1]) Wie nachher gezeigt wird, kann für die Untersuchung — der Vereinfachung wegen — dieser Wert im Durchschnitt bis $h = 95$ cm angenommen werden (W bis 9000 cm³).

[2]) Aus den Tabellen $h^3 = 90\,W$ als mittlerer Wert.

Aus Gl. 3 für $\frac{W_1}{W} = 0{,}75$ erhält man:

$$x_1 = 0{,}25\,l \text{ und } l_2 = l - 2 \cdot 0{,}25\,l = 0{,}5\,l$$

$$v_2 = f_2\,l_2 = 0{,}048\,b\,h\,0{,}5\,l = 0{,}024\,b\,h\,l.$$

I. Der gesamte Rauminhalt des Blechträgers.

$$(5) \qquad v = v_0 + v_1 + v_2 = 0{,}1536\,b\,h\,l + 0{,}01\,h^2\,l.$$

Wir setzen aus Formel 2 den Wert von b ein und bestimmen den Wert von h, durch welchen der Rauminhalt v zum Minimum wird.

$$v = 0{,}1536\,h\,l\left(10{,}5 \cdot \frac{W}{h^2} - 0{,}0075\,h\right) + 0{,}01\,h^2\,l;$$

$$\frac{d\,v}{d\,h} = -\frac{1{,}61\,W\,l}{h^2} + 2 \cdot 0{,}009\,89\,h\,l = 0$$

ergibt: $h^3 = 81{,}3\,W$ und $h = \sqrt[3]{81{,}3\,W} = 4{,}33\,\sqrt[3]{W}$.

Um die unbeträchtlichen Fehler zu decken, die bei der Untersuchung begangen sind, wird

$$(6) \qquad \underline{h = \text{zu } 4{,}4\,\sqrt[3]{W}}$$

angenommen.

Aus Formel 2 wird die Schenkelbreite b ermittelt:

$$b = 10{,}5 \cdot \frac{W}{h^2} - 0{,}0075\,h = 10{,}5 \cdot \frac{h^3}{85{,}18\,h^2} - 0{,}0075\,h = 0{,}11\,h;$$

$$(7) \qquad \underline{b = 0{,}11\,h.}$$

Die Winkelstärke $\delta_1 = 0{,}012\,h$.

Nach den Werten von b und δ_1 wird das nächste passende Winkelprofil gewählt, wie es in den nachfolgenden Beispielen gezeigt ist.

II. Bestimmung der Steghöhe h auf Grund der Durchbiegung.

Wir fügen die fiktive Kraft Q in der Trägermitte hinzu (Abb. 2) und ermitteln die Durchbiegung nach dem Castigliano'schen Satze.

$$(8) \qquad \left[\frac{d\,V}{d\,Q}\right]_{Q=0} = f$$

$$= 2\left\{\int_0^{a_0} \frac{2\,M_x}{2\,E\,J_0} \cdot \frac{d\,M_x}{d\,Q} \cdot d\,x + \int_{a_0}^{a_1} \frac{M_x}{E\,J_1} \cdot \frac{d\,M_x}{d\,Q} \cdot d\,x + \int_{a_1}^{\frac{l}{2}} \frac{M_x}{E\,J} \cdot \frac{d\,M_x}{d\,Q} \cdot d\,x\right\}.$$

$$M_x = \frac{1}{2} \cdot Q\,x + \frac{1}{2} \cdot p\,l\,x - \frac{1}{2} \cdot p\,x^2; \quad \frac{d\,M}{d\,Q} = \frac{1}{2} \cdot x.$$

$$a_0 = x_0 = 0{,}15\,l; \quad a_1 = x_1 = 0{,}25\,l; \quad \frac{W_0}{W} = 0{,}5; \quad \frac{W_1}{W} = 0{,}75.$$

Da $J_0 = W_0 \cdot 0{,}5\,h$, $J_1 = W_1 \cdot 0{,}512\,h$ und $J = W \cdot 0{,}524\,h$, so sind:

$$J_0 = 0{,}477\,J, \quad J_1 = 0{,}733\,J.$$

Nach Einsetzen in die Formel 8 der betreffenden Werte erhält man:

$$(9) \qquad f = 0{,}014 \cdot \frac{p\,l^4}{E\,J};$$

da $\frac{p\,l^2}{8} = M_{max}$, so wird

$$(10) \qquad \frac{f}{l} = 0{,}112 \cdot \frac{M_{max}\,l}{E\,J}$$

$$J_{netto} = W_{netto} \cdot 0{,}524\,h.$$

Auf Abschwächung der Niete in Gurtplatten und Stegbleche nehmen wir 15 % an

$$J_{br} = 1{,}15\,W_n \cdot 0{,}524\,h = 0{,}6\,W_n\,h;$$

für $\frac{f}{l} = \frac{1}{800}$ geht der Ausdruck 10 mit $k =$ zulässiger Beanspruchung über in

$$\frac{1}{800} \cdot 2\,100\,000 \cdot 0{,}6\,h \cdot W = 0{,}112\,W\,k\,l, \text{ woraus}$$

$$(11) \qquad \underline{h = 0{,}000\,071\,k\,l.}$$

Wir erhielten somit für die Steghöhe h die beiden Formeln 6 u. 11.

$$(6) \qquad h = 4{,}4\,\sqrt[3]{W} \quad \text{auf Festigkeit,}$$

$$(11) \qquad h = 0{,}000\,071\,k\,l \quad \text{auf Durchbiegung.}$$

Sollte h aus Formel 6 größer sein als aus Formel 11, so wird der Wert von h für das Trägerprofil gewählt.

Wird h aus Formel 11 größer als aus Formel 6, so ermittelt man denjenigen Wert von $k = k_0$, bei welchem der Wert von h aus beiden Formeln gleich wird.

$$(12) \qquad h = 4{,}4\,\sqrt[3]{W} = 0{,}000\,071\,1\,k\,l.$$

Setzt man anstatt W den Wert $\frac{M}{k}$ ein, so erhält man:

$$(13) \qquad k_0 = 3920\,\sqrt[4]{\frac{M}{l^3}};$$

$$(14) \qquad \text{für } M = \frac{p\,l^2}{8} \text{ ist } k_0 = 2333\,\sqrt[4]{\frac{p}{l}}.$$

Nach diesem Werte von k_0 wird die gesuchte Trägerhöhe bestimmt.

(15) $$h_0 = h\,0{,}000\,071\,k_0\,l.$$

Die übrigen Bestandteile des Trägerprofils werden nach den Formeln für $h = 4{,}4\sqrt[3]{W}$ bei der zulässigen Spannung k ($k = 1200$ kg/cm²) bestimmt, wie an den folgenden Beispielen gezeigt wird.

B. Querschnitt mit drei Gurtplatten.

Es ist derselbe Rechnungsgang eingeschlagen, wie für den Querschnitt mit zwei Gurtplatten:

angenommen $\delta = \delta_1 = 0{,}01\,h$; $e = 1{,}5\,\delta = 0{,}015\,h$.

Die Ergebnisse:

a) auf Festigkeit

(16) die Steghöhe $h_1 = 4{,}6\sqrt[3]{W}$,

(17) die Schenkelbreite $b = 0{,}1\,h$;

b) auf Durchbiegung

(18) $h_2 = 0{,}000\,073\,k\,l$.

Ist $h_1 < h_2$, so bestimmt man den Wert von $k = k_0$, bei welchem $h_1 = h_2$

(19) $$k_0 = 3965\sqrt[4]{\frac{M}{l^3}}$$

(20) $$k_0 = 2360\sqrt[4]{\frac{p}{l}}$$

(20a) $$h_2 = h = 0{,}000\,073\,k_0\,l.$$

C. Querschnitt mit einer Gurtplatte.

Die Blechstärke $\delta = \delta_1 = 0{,}012\,h$ angenommen.

Die Endergebnisse:

a) auf Festigkeit

(21) die Steghöhe $h = 4{,}75\sqrt[3]{W}$,

(22) die Schenkelhöhe $b = 0{,}113\,h$;

b) auf Durchbiegung ist

(23) $h_2 = 0{,}000\,071\,k\,l$.

Ist $h_1 > h_2$, so wird h_1 gültig.

Ist $h_1 < h_2$, so bestimmt man den Wert von $k = k_0$, bei welchem $h_1 = h_2$

(24) $$k_0 = 4185\sqrt[4]{\frac{M}{l^3}}$$

(25) $$k_0 = 2493\sqrt[4]{\frac{p}{l}}\,.$$

D. Wahl der Gurtplattenzahl.

Die Zahl der Gurtplatten richtet sich nach der Größe von W in Zusammenhang mit den angenommenen Werten von δ.

Bei W bis 3000 cm³ 1 Gurtplatte,
bei W von 3000 cm³ bis 9 000 cm³ 2 Gurtplatten,
bei W von 9000 cm³ bis 16 000 cm³ 3 Gurtplatten.

Beispiel.

Ein frei aufliegender Träger von der Stützweite $l = 14{,}1\ m$ hat die Last $p = 2400\,\frac{\text{kg}}{l\,m}$ (nebst Eigengewicht) zu tragen. Es ist der günstige Querschnitt zu bestimmen.

$$M_{max} = \frac{p\,l^2}{8} = \frac{24 \cdot 1410^2}{8} = 5\,964\,300 \text{ kgcm}.$$

Das erforderliche Widerstandsmoment

$$W = \frac{5\,964\,300}{1200} = 4970 \text{ cm}^3.$$

Querschnitt nach Abb. 1 u. 2: Aus Formel 6 ist auf Festigkeit die Steghöhe $h_1 = 4{,}4\sqrt[3]{W} = 4{,}4\sqrt[3]{4970} = 75$ cm.

Für die Schenkelbreite der Gurtwinkel b erhält man nach Formel 7:

$b = 0{,}11\,h_1 = 0{,}11 \cdot 75 = 8{,}25$ cm,
$\delta = 0{,}012\,h_1 = 0{,}012 \cdot 75 = \underline{0{,}9\text{ cm}}$.

Das nächste passende Profil für Winkeleisen ist: $90 \cdot 90 \cdot 9$.

Für die Stärke des Stehbleches nehmen wir anstatt $\delta = 0{,}9$ cm 1 cm an.

Gurtplatten: Breite $c = 2\,b + 4\,\delta = 2 \cdot 9 + 4 \cdot 1 = 22$ cm,
Stärke $\delta_1 = 1$ cm,
Nietstärke = 2 cm;

Querschnitt: Steghöhe $750 \cdot 10$,
Gurtwinkel $90 \cdot 90 \cdot 9$,
Gurtplatten $220 \cdot 10$.

Aus den Tabellen erhält man den passenden Querschnitt:
Steghöhe $800 \cdot 10$,
Gurtwinkel $80 \cdot 80 \cdot 10$,
2 Gurtplatten $180 \cdot 10$.

Wir prüfen den Querschnitt auf Durchbiegung.

Aus Formel 11 ist $h_2 = 0{,}000\,0711\,k\,l = 0{,}000\,0711 \cdot 1200 \cdot 1410 = 120$ cm.

$h_2 > h_1$

Aus Formel 14 ist $k_0 = 2333\sqrt[4]{\frac{p}{l}} = 2333\sqrt[4]{\frac{24}{1410}} = 840$ kg/cm².

Aus Formel 15 $h_0 = 0{,}000\,071 \cdot 840 \cdot 1410 = 84$ cm.

Angenommen die Trägerhöhe $h = 84$ cm.

Die übrigen Bestandteile des Querschnitts, wie oben nach h_1 bestimmt.

Die Querschnittsbestimmung der Kranträger auf Festigkeit kann nach den oben gegebenen Formeln erfolgen.

(26) Auf Durchbiegung für $\frac{f}{l} = \frac{1}{800}$ ist $h_2 = 0{,}000\,053\,k\,l$.

Ist $h_1 \geq h_2$, so ist der gefundene Querschnitt gültig.

Sollte sich $h_2 > h_1$ ergeben, so wird der Wert von $k = k_0$ ermittelt, bei welchem $h_1 = h_2$.

$$h = 4{,}4\sqrt[3]{\frac{M}{k}} = 0{,}000\,053 \cdot k\,l, \text{ woraus}$$

(27) $$k_0 = 4890\sqrt[4]{\frac{M}{l^3}}\,.$$

Es ist ein Kranträger von der Spannweite $l = 14\,M$ für die Nutzlast = 20 t zu dimensionieren; das Gewicht der Laufkatze $G = 4$ t, deren Räderabstand $a = 1{,}4\,M$. Das Eigengewicht des Trägers schätzen wir vorläufig 190 kg je lfd. m.

Das größte Biegungsmoment infolge der Verkehrlast

$$M'_{max} = \frac{6000}{2 \cdot 1400}\,(1400 - 70)^2 = 3\,790\,500 \text{ kgcm}.$$

Das größte Moment infolge Eigengewichts

$$M''_{max} = \frac{190 \cdot 14 \cdot 1400}{8} = 465\,500 \text{ kgcm}$$

$$M_{max} = M' + M'' = 4\,256\,000 \text{ kgcm}$$

$$W = \frac{M}{k} = \frac{4\,256\,000}{750} = 5675 \text{ cm}^3.$$

Gewählt 2 Gurtplatten:

nach Formel 6 ist die Steghöhe $h = 4{,}4\sqrt[3]{W} = 4{,}4\sqrt[3]{5675} = \sim 78{,}5$ cm,
nach Formel 7 ist $b = 0{,}11\,h = 0{,}11 \cdot 78{,}5 = 8{,}63$ cm;
$\delta = 0{,}012\,h = 0{,}012 \cdot 78{,}5 = 0{,}94$ cm.
δ angenommen = 10 mm.

Das nächste passende Winkelprofil ist $90 \cdot 90 \cdot 9$; die Breite der Gurtplatte $c = 2\,b + 4\,\delta = 2 \cdot 90 + 4 \cdot 10 = 220$ mm.

Gewählt: Stehblech $800 \cdot 10$,
Gurtwinkeleisen $90 \cdot 90 \cdot 9$,
2 Gurtplatten $220 \cdot 10$;
Nietdurchmesser $d = 20$ mm.

Prüfung auf Durchbiegung nach Formel 26:

$h_2 = 0{,}000\,053 \cdot k\,l = 0{,}000\,053 \cdot 750 \cdot 1400 = 55{,}6$ cm.

$h_1 > h_2$, also ist der bestimmte Querschnitt gültig.

Verschiedenes.

Außenbinder. Innenbinder.

Abb. 1. Binderquerschnitte.

Die Flugzeughalle in Brackel bei Dortmund, deren Schnitte und Ansicht wir in Abb. 1 bis 3 als eine Ergänzung der dem gleichen Gegenstand gewidmeten Aufsätze in Heft 6, 7 und 8 des „Stahlbau"[1]) bringen, ist im Jahre 1927 für die „Flughafen Dortmund G. m. b. H." durch die Firma C. H. Jucho ausgeführt.

[1]) Schmuckler: Hallenbauten in Stahl, „Stahlbau", Heft 7, S. 77 u. 78, ferner: 15 Jahre Flugzeughallenbau, „Stahlbau", Heft 8, S. 85 u. f.

Die Halle hat eine Breite von 41 m, eine nutzbare Tiefe von rund 25 m und eine lichte Torhöhe von 7,2 m (Abb. 2 u. 3). Das Dach ist mit Stegzementdielen und Pappe abgedeckt. Die Binder tragen am Untergurt eine Laufkatze für 1 t Nutzlast, die Tore sind aus gepreßtem Blech und als Schiebefalttore ausgebildet, je zwei ihrer 16 Flügel sind durch Scharniere verbunden. Auf der Westseite der Halle ist eine Reparaturwerkstatt und ein Polizeiturm mit Treppenhaus angebaut, beide durch eine Schiebetür aus gepreßtem Blech mit der Halle verbunden. Die gesamte Liefer- und Aufstellungszeit der 115 t schweren Konstruktion betrug nur 6 Wochen, und zwar erfolgte die Aufstellung des stählernen Tragwerks im Monat Februar: Ein Beweis für die große Unabhängigkeit des Stahlbaues von Jahreszeit und Witterung.

Abb. 2. Längenschnitt mit Torträger.

Abb. 3. Gesamtansicht. Tore geschlossen.

Der Sprungturm im Nürnberger Stadion. Das neue Stadion der Stadt Nürnberg zählt zu den größten und schönsten Sportanlagen der Welt und darf als ein Meisterwerk moderner deutscher Baukunst gelten. Die Gesamtgestaltung wurde durchgeführt nach dem Entwurf des Nürnberger Stadtgarten-Direktors Hensel, die Hochbauten leitete Oberbaurat Schweizer. Entwurf und Modelle waren zum Olympia-Kunst-Wettbewerb in Amsterdam ausgestellt und erzielten als wohlverdiente Anerkennung die „Goldene Medaille für Architektur auf dem Gebiete des Sports“.

Eine klare, mutig durchgeführte Disposition beherrscht das Ganze: Riesenflächen, Waldungen, Hochbauten — alles vereinigt sich zu großartiger Gesamtwirkung. Die Hochbauten des Stadions mit ihren schönen, neuartigen Formen behaupten sich energisch in der weiten freien Natur, in vornehmer Ruhe weisen Form und Linie auf die Zweckbestimmung hin. Eine künstlerisch berechtigte Vorliebe für frei schwebende, weit auskragende Bauglieder verleiht den Hochbauten ihre wirkungsvolle Eigenart: Die Betonung von Kraft und Spannung.

Inmitten solch imposanter Umgebung erfüllt auch der Schwimmbahn-Sprungturm vortrefflich seine architektonische Aufgabe — eine Aufgabe, die nur durch einen Stahl-Rahmenbau befriedigend zu lösen war. Auch hier: einfache Zweckform, straffe Linien — Spannung, Elastizität, Lebensmut versinnbildlicht durch Form und Baustoff!

Es ist bekannt, daß der Stahl-Rahmenbau immer mehr zum Hauptelement der Baukunst wird, besonders bei großen Geschäftshäusern, Hallen, Industriebauten. Jedoch auch für freistehende, gerüst- und turmartige Bauwerke, denen eine besondere architektonische Wirkung zugedacht ist, bildet der Stahl-Rahmenbau ein ausgezeichnetes Hilfsmittel für den gestaltenden Künstler, und hierfür liefert der Nürnberger Sprungturm einen Beweis.

Die Absprunghöhen betragen 3, 5 und 10 m. Die Bühne in 3 m Höhe ist 18 × 4 m groß. Die oberste Plattform kragt 4 m frei über der Wasserfläche aus. Um die bei etwaigen Seitenschwingungen dieses Kragarmes auftretenden Torsionsmomente aufzunehmen, sind die drei Plattformen gleichzeitig als Horizontalrahmen konstruiert und steif an die Turmpfosten angeschlossen. Die Pfosten selbst sind gebildet aus 2 ⊏ 22 mit dazwischenliegender Blechwandfüllung; letztere ist an den Außenseiten gegliedert durch vertikal laufende Winkeleisenleisten, die den Pfosten ein schlank-rassiges Aussehen geben. — Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beträgt 12 t; hierin ist noch der Unterbau für einen später auf die 3-m-Bühne aufzusetzenden zweiten Turm enthalten, der Uhr und Anzeigetafel tragen soll. Die Ausführung erfolgte durch die Süddeutsche Eisengesellschaft A.-G. in Nürnberg. Gehle.

Die Eads-Brücke über den Mississippi. Bei St. Louis im Staate Montana wird der Mississippi von einer zweigeschossigen Brücke mit drei Öffnungen von 153,1 m und 158,6 m Spannweite überschritten, die, im Jahre 1874 erbaut, nach ihrem Erbauer den Namen Eads-Brücke führt. Der Raum zwischen den vier gemauerten Pfeilern, die auf festen Fels gegründet sind, wird von Chromstahl-Bogenträgern in Röhrenform überspannt. Die untere Fahrbahn nimmt eine zweigleisige Eisenbahn, die obere eine Straße mit zwei Gleisen einer elektrischen Straßenbahn auf. Bei dem Alter der Brücke — erheblich über 50 Jahre — kann es nicht wundernehmen, daß Bedenken auftauchten, ob ihre Tragteile den Anforderungen neuzeitlichen Verkehrs mit Lasten, die diejenigen zur Zeit ihres Baues weit übertreffen, noch gewachsen wären. Es wurden deshalb eine Anzahl amerikanischer Sachverständiger beauftragt, die Brücke zu untersuchen, über ihren Zustand zu berichten und ein Gutachten über ihre Betriebssicherheit abzugeben. Die Brücke war schon im Jahre 1902 einmal auf ihre Standsicherheit untersucht worden. Damals wie heute waren auch Proben von dem Stahl entnommen worden, um dessen chemische Zusammensetzung zu ermitteln. Die Untersuchungen ergaben einen Gehalt an Kohlenstoff von 0,64 bis 0,95%, an Chrom von 0,57 bis 0,68%, an Mangan von 0,041 bis 0,23%, an Silizium von 0,056 bis 0,138%. Schwefel war mit 0,006 bis 0,013%, Phosphor mit 0,007 bis 0,057% vorhanden. Aus dieser Zusammensetzung kann man natürlich die Festigkeitseigenschaften des Baustoffs nicht genau ermitteln, aus dem Verhalten neuzeitlicher Stahlarten kann man aber schließen, daß die Zugfestigkeit ungefähr 6900 bis 9700 kg/cm² betragen mag und daß die Elastizitätsgrenze etwa bei 3900 bis 5400 kg/cm² Belastung erreicht wird.

Über den Befund des Bauwerks sagt der Bericht über seine Untersuchung, wie wir Engineering News-Record vom 28. Juni 1928 entnehmen, daß das Innere der Röhren, die mit 46 cm Durchm. aus einzelnen Teilen zusammengesetzt sind, in gutem Zustand gefunden wurde; durch Bohrlöcher von 25 mm Durchm. wurden elektrische Lampen eingeführt, und man konnte mit ihrer Hilfe erkennen, daß der Asphaltanstrich, der aufgespritzt worden war, zum großen Teil noch erhalten war. Das Innere der Röhren war trocken, Rost wurde nicht festgestellt. Die Wandstärke der Röhren schwankte zwischen 55,5 und 73 mm. Bei der Untersuchung im Jahre 1902 war festgestellt worden, daß einzelne Röhren anfingen, Rostspuren zu zeigen, eine Folge davon, daß aus den über die Brücke fahrenden Kühlwagen Salzlauge herabtropfte, was auch an anderen Stellen in den Vereinigten Staaten Anlaß zu Schäden an Eisen- und Stahlbrücken gegeben hat. Um ein Umsichgreifen des Rostes zu verhindern, wurden die Öffnungen damals mit Deckeln aus Kesselblech abgeschlossen. Diese Deckel zeigten sich jetzt als vollständig dicht. Der Asphalt, mit dem sie aufgekittet waren, war noch unversehrt erhalten.

Die Fahrbahn war im Jahre 1925 durch Einziehen von Längsträgern aus I-Profilen verstärkt worden. Diese Träger und ihre Anschlüsse wurden in einwandfreiem Zustand gefunden. Die Fahrbahnträger bilden einen Teil des Windverbandes, der allerdings Schäden aufwies, so daß hier Instandsetzungsarbeiten nötig sind. Die Pfeiler erwiesen sich als in gutem Zustand befindlich; einige alte Risse müssen mit dünnflüssigem Mörtel ausgegossen werden.

Beim Bau der Brücke war jeder Teil der Röhren, wie es damals vielfach üblich war, einer Probebelastung von 3500 kg/cm² ausgesetzt, die ohne dauernde Formveränderung oder sonstigen Schaden ertragen wurde.

Der Bericht über den Befund der Brücke schließt mit der Feststellung, daß sie, ein Denkmal für ihren Erbauer, immer gut unterhalten und überwacht worden ist. Sie ist nicht über die Elastizitätsgrenze ihrer Teile belastet worden; sie zeigt keine bleibenden Formveränderungen, auch keinen Rost, und sie ist in gutem Zustande, ein Zeugnis für die Sorgfalt, die schon bei ihrem Bau und während ihrer bisherigen Lebensdauer bei der Instandhaltung auf sie verwendet worden ist. In bezug auf die Belastung, die ihr zugemutet werden darf, scheint keine Beschränkung zu bestehen, doch ist für die Fahrgeschwindigkeit der schweren Züge 24 km in der Stunde als obere Grenze gesetzt.

Für die Beanspruchung der einzelnen Teile hat die Berechnung unter Zugrundelegung der heutigen Lasten durchaus befriedigende Ergebnisse

gezeitigt. Die Haupttragwände bestehen aus zwei übereinanderliegenden Röhren, die bei der 158,6 m weiten Mittelöffnung durch Stege oder Schrägstäbe in 22 Felder zerlegt sind. Die größte Druckspannung tritt in der unteren Röhre im ersten Feld neben dem Widerlager auf; sie beträgt 2790 kg/cm², bleibt damit also um etwa 800 kg/cm² hinter der Spannung zurück, die bei der ursprünglichen Berechnung als zulässig angesehen wurde. In diesem Glied tritt in der Nähe des Scheitels ein Zug auf, der an sich vernachlässigt werden kann und nur insofern Beachtung verdient, als hier ein Wechsel im Vorzeichen der Spannung auftritt. In der oberen Röhre liegt das Höchstmaß des Druckes im Scheitel mit 2550 kg/cm² und der Höchstbetrag des Zuges am Widerlager mit 1270 kg/cm², während für Zug als zulässig eine Beanspruchung mit 3160 kg/cm² angesehen worden war.

Auch die schmiedeeisernen Wandglieder sind einer Nachprüfung unterzogen worden, und auch diese hat ergeben, daß eine Überlastung nicht vorliegt. Es tritt hier ein größter Zug von 1265 kg/cm², abwechselnd mit einem Druck von 355 kg/cm² in einem Glied, ein größter Druck von 1245 kg/cm², abwechselnd mit einem Zug von 4920 kg/cm² in einem andern Glied auf. Dabei sind aber gewisse Verstärkungswinkel nicht berücksichtigt, die den Querschnitt vergrößern, also die Spannung verkleinern. Selbst da, wo die Beanspruchung der Wandglieder der oberen zulässigen Grenze sehr nahe kommt, brauchen keine Bedenken wegen der Bruchsicherheit zu bestehen. Ein Handbuch der Vereinigung amerikanischer Eisenbahningenieure läßt für Schmiedeeisen 1545 kg/cm² Zug- und 1265 kg/cm² Druckspannung zu.

(Die Zug- und Druckspannungen sind in der Quelle, die diesem Bericht zugrunde liegt, natürlich mit Pfund auf ein Quadratzoll angegeben; bei der Umrechnung auf kg/cm² sind die Angaben auf die nächsten 5 kg abgerundet.) Wkk.

Ein geschweißter Gasbehälter. In Albion im Staate Michigan ist ein Gasbehälter von 22,6 m Durchm. und 34,65 m Höhe in ausgezogenem Zustande durch Schweißen hergestellt worden. Er faßt 8500 m³ Gas unter 30 cm Wasserdruck. Schon 1924 ist ein kleiner Behälter für 425 m³ Gas in Lexington in Montana nach demselben Verfahren gebaut worden, und diese beiden sollen nach Engineering News-Record vom 5. Juli 1928 die einzigen Bauwerke ihrer Art sein, bei denen die altbewährte Nietung durch das neuzeitliche Schweißverfahren ersetzt ist. Schweißnähte haben sich in bezug auf Wasser- und Gasdichtheit bewährt. Die Bauart wird beim Schweißen einfacher, und es wird an Arbeit gespart. In der Werkstatt brauchen nur einzelne Löcher für die einstweiligen Verbindungen gestanzt zu werden, die die Bleche und Profilstäbe während des Verschweißens zusammenhalten. An der Baustelle werden die Bleche, die in der richtigen Krümmung angeliefert werden, durch einzelne Bolzen verbunden und dann verschweißt. Eine Ausnahme machen nur die Tassen, die in der Werkstatt zusammengebaut werden, in einzelne Stücke zerlegt an die Baustelle gebracht, hier zusammengesetzt und an die Mantelbleche angeschweißt werden.

Das Stahlwerk des Gasbehälters in Albion wiegt 258 t; dazu kommen noch 4 t Schweißdraht. Die Arbeit begann mit dem Verschweißen der Bodenbleche. Als an diese der erste Schuß der Mantelbleche angesetzt war, wurde Wasser aufgebracht, um festzustellen, ob die Schweißnähte dicht wären. Es zeigten sich keinerlei Undichtheiten. Die Stöße der Bleche, die 6 bis 11 mm stark sind, sind überlappt. Die Ständer der Führungen für den Gasbehälter sind ebenfalls aus verschweißten Teilen zusammengesetzt. Für die Decke der Glocke wurde ein Holzgerüst gebaut, auf dem die Bleche in Ringen von außen nach innen ausgelegt wurden, wobei die Stöße einander übergriffen. Die Bleche wurden zunächst an einzelnen Stellen verschweißt, um sie in ihrer Lage zueinander festzulegen, und dann wurden die Schweißnähte hergestellt. Die Schweißnähte haben im ganzen eine Länge von 6530 m. Wkk.

Neue Walzprofile der Bethlehem Steel Company. Im vorigen Jahre hat die Carnegie-Steel-Company in Pittsburgh eine Reihe neuer Walzprofile in I-Form herausgebracht, die zum Teil Lücken in der bestehenden Reihe ausfüllen sollten. Sie zeichneten sich zum Teil durch große Steghöhe, also durch große Schlankheit des Querschnitts, zum Teil durch erhebliche Breite und Stärke der Flanschen aus, wodurch der Querschnitt eine gedrungene Form erhält. Die Walzprofile waren für Träger und Säulen bestimmt und in ihren Abmessungen so abgestuft, daß man bei einem Bauwerk für die verschieden beanspruchten Teile mit einer möglichst geringen Zahl verschiedener Formen auskommt. Ein hier vorliegendes Buch „Carnegie Beam Sections" enthält neben der Darstellung der Querschnitte eine Anleitung zur Berechnung und die üblichen Tafeln, die man als Unterlagen bei statischen Berechnungen braucht.

Die Carnegie-Träger gehen bis zu einer Höhe von 772 mm bei 361 mm Flanschbreite. Das Verhältnis von Höhe zu Breite ist also etwa 2 : 1, während es bei dem deutschen NP 60 etwa 3 : 1 ist. Bei der gedrungensten Form ist die Höhe 305 mm, die Breite 380 mm, das Verhältnis also etwa 1 : 1,25, während es bei den Differdinger Breitflanschträgern 1 : 1 ist.

Neuerdings hat die Bethlehem Steel Company in Bethlehem (Pennsylvanien) eine neue Reihe von I-Trägern herausgebracht, die diejenigen der Carnegie-Gesellschaft an Höhe noch überragen. Sie zerfallen in zwei Gruppen: solche mit schmalem und solche mit breitem Flansch. Von jeder Sorte werden vier Größen geliefert. Die Höhen sind in beiden Gruppen gleich; sie gehen von 835 mm in drei Stufen zu 3 mm bis 845 mm. Bei der breitflanschigen Form sind die Flanschen 400 bis 402 mm, bei der anderen Form 285 bis 287,5 mm breit. Das Gewicht der erstgenannten Gruppe ist 300 bis 342 kg/m, das der letztgenannten 186 bis 226 kg/m. Die neuen Träger sollen alle bis jetzt in den Vereinigten Staaten gewalzten an Höhe übertreffen. Die Innenflächen der Flanschen haben eine Neigung von 1 : 12. Der Übergang von Steg zu Flansch ist mit 23 mm und 18 mm ausgerundet, was den bisherigen Formen der Walzträger der Bethlehem-Werke entspricht. Diese glauben, durch ihre neuen Träger ein lebhaft empfundenes Bedürfnis zu befriedigen. Für größere Spannweiten sollen sie erheblich vorteilhafter als die bisher üblichen Formen sein, indem ihre Belastungsfähigkeit, bezogen auf die Einheit des Trägergewichts, einen Größtwert erreicht. Engineering News-Record vom 5. Juli 1928 enthält einige weitere Angaben über die neuen Träger. Wkk.

Über die Montage der Tyne-Brücke zwischen Newcastle und Gateshead sei nach einer Mitteilung in „Eng. News-Rec." vom 5. Juli 1928 im folgenden kurz berichtet, da Entwurf und Ausführung des Bauwerks in England in technischer und wirtschaftlicher Beziehung sehr anerkennend beurteilt werden: Es ist als stählerner Fachwerkbogen von 164,59 m Spannweite und 51,82 m Pfeilhöhe ausgebildet, läßt zwischen U.-K. der angehängten Fahrbahn und HHW eine Durchfahrthöhe von 25,60 m und wird damit zur größten Stahlbogenbrücke Englands.

Zur Überführung der beiderseits bebauten flachen Stromufer dienen Anfahrten von über 400 m Gesamtlänge in Stahl und Mauerwerk. In den Anschlußfeldern ruht die Fahrbahn auf Stahlsäulen, die auf der oberen Gurtung der Bogen aufsitzen. Die Brücke der Fahrbahn ist rd. 11,60 m und beiderseits durch einen Fußweg von 2,74 m begrenzt. Die Gesamtkosten werden mit 6,25 Mill. $ angegeben.

Abgesehen von Eisenbahnbrücken, gab es bisher zwischen Newcastle und Gateshead nur zwei Verbindungen, und zwar die auf der Abbildung im Vordergrund sichtbare niedrige Klappbrücke, über die der Verkehr zugunsten der Schiffahrt häufig unterbrochen werden mußte. Noch weiter stromauf liegt eine hochliegende Zollbrücke für Straßenbahn- und Fuhrwerksverkehr. Auch die neue Brücke ist zur Aufnahme dieses Verkehrs bestimmt, soll aber im Gegensatz zu der obenerwähnten, die nur Raum für einen Verkehrsstrang in jeder Richtung hat, deren je zwei erhalten.

Die Gründung für die Bogenwiderlager erfolgte auf Druckluftsenkkasten in 26 m Tiefe auf festem Felsen. Die stählernen Stützen der Anfahrten ruhen in Tonboden auf Betonbrunnen von 6,1 m Durchm. Die Montage des Bogens begann im August 1927, der Bogenschluß erfolgte im April 1928. Wie die Abbildung zeigt, erfolgte der Zusammenbau von beiden Kämpfern aus, und zwar wurden die ersten sechs Felder jeder Hälfte auf Rüstung zusammengesetzt, diese dann jedoch entlastet und das Gewicht der Konstruktion von Kabeln aufgenommen, die am Obergurt des Bogens befestigt und am Überbau einer der Landöffnungen verankert waren. Entwurf und Ausführung erfolgte durch die Firma Dorman, Long & Co.

Druckfehler-Berichtigung. In Heft 14 ist auf S. 162 bei der Unterschrift zu Abb. 3 ein bedauerlicher Druckfehler dadurch entstanden, daß die ausführende Firma mit „Adolf Netter . . ." bezeichnet ist, während es — wie auch im Text und bei Abb. 7 geschehen — selbstverständlich heißen muß „Wolf Netter & Jacobi, Abt. Eisenbau Schiege".

Die Schriftleitung.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des ersten Jahrganges „Der Stahlbau" 7,50 R.-M. und Postgeld

1. Jahrgang | BERLIN, 16. November 1928 | Heft 17

Die neue Bergpolizei-Verordnung für die Seilfahrt und ihr Einfluß auf die Berechnung von Fördergerüsten.

Von Dipl.-Ing. **Paul Walter**, Gleiwitz.

Von der Preußischen Seilfahrtkommission sind auf Grund der von ihr in den Jahren 1921 bis 1924 durchgeführten Arbeiten „Leitsätze für die Seilfahrt" aufgestellt worden. Auf Grund derselben hat der Minister für Handel und Gewerbe die Oberbergämter durch Erlaß vom 6. April 1925 — I G 787 — angewiesen, die bis dahin bestehenden bergpolizeilichen Vorschriften für die Seilfahrt den neuen Leitsätzen anzupassen. Dementsprechend haben die einzelnen Oberbergämter die alten Vorschriften umgearbeitet und im Juli 1927 neue Verordnungen („Bergpolizei-Verordnung für die Seilfahrt") aufgestellt, die sich vollkommen an die von der Seilfahrtkommission aufgestellten Leitsätze anlehnen.

Abb. 1 bis 3. Schematische Darstellung eines Strebenfördergerüstes.

Der Vorteil der neuen Vorschriften liegt zweifellos darin, daß nunmehr im preußischen Bergbau gleiche Bergpolizei-Vorschriften und -Bestimmungen gelten, und daß nicht mehr wie bisher in den einzelnen Oberbergamtsbezirken verschiedene Auslegungen und Auffassungen über die bei der Seilfahrt von der Schachtförderung zu erfüllenden Bedingungen bestehen. Wenn auch die neuen Vorschriften teilweise erweitert sind und verschiedene Stellen schärfere Bedingungen als früher enthalten, so ist es doch zu begrüßen, daß durch die ihnen angefügten Anhänge klare Grundlagen für die bei Anträgen für die Seilfahrt zu erfüllenden Bedingungen gegeben werden.

Im besonderen sind nunmehr in die neue Bergpolizei-Verordnung die „Grundsätze für die Berechnung von Fördergerüsten" aufgenommen und dadurch endlich Klarheit auf einem Gebiete geschaffen, das bisher sehr stark umstritten war. Bis zum Juli 1927 gab es keine Vorschriften oder einheitliche Grundlagen für die Aufstellung von statischen Berechnungen für Fördergerüste. Eine Besichtigung von ausgeführten Anlagen läßt erkennen, wie verschieden bisher die Auffassungen über die bei der Berechnung anzunehmenden Belastungen gewesen sind. Man findet sehr kräftig gebaute Fördergerüste neben solchen, die sehr schwach konstruiert erscheinen.

Die früher bei der Berechnung von Fördergerüsten gemachten Annahmen waren sehr verschieden: Neben der durch die Betriebslast hervorgerufenen ständigen Belastung wurden häufig nur die beiden Fälle untersucht, daß

1. die Förderschale im Schacht festklemmt, und
2. die Förderschale an die im Fördergerüst eingebauten Prellträger anstößt und bei Seilbruch von den Fangstützen aufgefangen wird.

In beiden Fällen wurde in der Regel einfacher Seilbruch angenommen. Vielfach ist jedoch auch mit doppeltem Seilbruch gerechnet worden. Man ging hierbei von der Annahme aus, daß für den Fall des Klemmens der Schale im Schacht das Seil reißt und durch den plötzlichen Stillstand im anderen Seil eine Kraft erzeugt wird, die auch bei ihm zum Bruch führt. Wenngleich ein solcher Fall nach der Kenntnis des Verfassers noch niemals eingetreten ist, so wurde er doch als Grenzfall der möglichen Belastungen betrachtet. Daß bei dieser Belastungsannahme ganz erhebliche Kräfte vom Gerüst aufgenommen werden müssen, ist augenscheinlich.

Abb. 4. Lage der Resultierenden aus den Seilzugkräften.

Die im folgenden verwendeten Bezeichnungen sind aus den Übersichtsdarstellungen (Abb. 1 bis 3) ersichtlich. Bei einem Strebengerüst wird die Resultierende aus dem Seilzug fast in der Richtung der Schrägstrebe verlaufen und eine Kraft erzeugen (Abb. 4), die das 1,6 bis 1,9fache der Seilbelastung beträgt. Da die Bruchlast des Förderseils das mindestens 8fache der normalen Seilbelastung sein muß, so ergibt sich, daß bei doppeltem Seilbruch auf die Hinterstrebe eine Kraft wirkt, die das $8 \cdot 1,6 \div 1,9$fache der normalen Seilbelastung ist. Wenn man nun auch für den Fall des doppelten Seilbruches eine zulässige Beanspruchung des Stahles von 1800 kg/cm² gegenüber 1200 kg/cm² bei Normallast zugelassen hat, ergab sich doch eine 5,33mal größere Beanspruchung bei Seilbruch als bei Normallast; d. h. ein großer Teil der Stäbe des Gerüstes war im normalen Belastungsfalle des Förderseiles nur mit $^1/_3$ bis $^1/_4$ der zulässigen Bean-

spruchung von 1200 kg/cm² beansprucht. Die Annahme des doppelten Seilbruches ergab recht schwer ausgebildete Fördergerüste und infolge des erhöhten, durch keine stichhaltigen Gründe bedingten Materialverbrauches wurde von berufener Seite Einspruch gegen die Annahme des doppelten Seilbruches erhoben. Den theoretischen Abhandlungen und angestellten Versuchen über die bei einfachem Seilbruch im zweiten Seil auftretenden Zusatzkräfte hat sich die Kommission, der die Aufstellung der Grundzüge zur Berechnung von Fördergerüsten oblag, nicht verschließen können und in dieser Hinsicht günstigere Belastungsannahmen zugelassen, deren Folge eine bessere Ausnutzung des Baustoffes ist.

Im nachfolgenden sollen einige Punkte der neuen Bergpolizei-Verordnung behandelt werden, soweit sie die Berechnung und Konstruktion von Fördergerüsten betreffen.

Abzugsbühne
Rasensohle
Teufe
Fahrstrecke
Füllort
Beschickstelle

Abb. 5 u. 6. Begriffsbestimmung von Fahrstrecke und Teufe.

Die Höhe des Gerüstes muß so bemessen werden, daß bei größeren Seilfahrtanlagen mindestens 10 m, bei kleineren Anlagen mindestens 3 m freie Übertreibehöhe vorhanden sind. Zur Begriffsbestimmung der „größeren Seilfahrtanlage" ist gesagt, daß als Kennzeichen für sie gilt, daß die Fahrgeschwindigkeit 6 m/Sek. und mehr beträgt und die Teufe 200 m überschreitet. Der Begriff „Teufe" ist nicht näher definiert, es muß jedoch angenommen werden, daß als Teufe die gesamte vom Gestell zu durchfahrende Wegstrecke anzunehmen ist, obgleich im allgemeinen unter Teufe die senkrechte Entfernung zwischen Rasensohle über Tage und Füllortsohle unter Tage verstanden wird. Häufig werden beide Strecken (z. B. wenn bei der Kübelförderung unter Tage ein großer Vorratsbunker angelegt wird) sehr erheblich voneinander abweichen. Es dürfte daher angezeigt erscheinen, den Begriff „Fahrstrecke" für die vom Gestell oder Förderkübel zurückgelegte Wegstrecke zu verwenden (Abb. 5 u. 6).

Nach Durchfahren der freien Übertreibehöhe muß der Förderkorb gegen ein Hindernis stoßen, welches so stark konstruiert ist, daß das Förderseil reißt.

Über den Begriff der „freien Übertreibehöhe" besteht auch heute noch trotz der neuen Vorschriften Unklarheit. Diese Unklarheit ist zurückzuführen auf eine Bestimmung, welche in den früheren Richtlinien für die „Anträge behufs Genehmigung der Seilfahrt" enthalten war. Es hieß dort, daß „der Antrag die Angabe der freien Übertreibehöhe enthalten müsse, und zwar zwischen Verbindung des Seiles mit der Förderschale (Seilklemme), wenn die Förderschale auf der obersten zur Seilfahrt benutzten Hängebank steht, und der Unterkante des Fanglagers oder dergl." — Dieser Satz bezog sich auf Fangeinrichtungen, bei denen die Seilschelle gegen die im Führungsgerüst eingebauten Prellträger stieß, was früher allgemein üblich war. Meistens war auch damals, als — um das Jahr 1900 — die alte Seilfahrtverordnung aufgestellt wurde, mit dem Fangträger noch eine Seilauslösevorrichtung verbunden, die das Seil oberhalb des Seileinbandes abschneiden oder die Seilklemme vom Seil lösen sollte. In den neuen Bestimmungen ist nicht mehr gesagt, daß nur die Seilverbindung gegen die Prellträger anstoßen kann, der Wortlaut heißt vielmehr:

„Freie Höhe ist die Strecke, die der Förderkorb von seinem höchsten Stande bei der Seilfahrt noch zurücklegen kann, ehe er oder das oberste Ende des Seileinbandes an ein Hindernis anstößt."

Da man heute fast ausschließlich die Prellträger so anordnet, daß die Förderschale gegen sie stößt (Abb. 1), ist das Maß der freien Übertreibehöhe von Oberkante Schalenkopf bei höchstem Seilfahrtstand bis Unterkante Prellträger maßgebend. Voraussetzung ist natürlich, daß die Konstruktionshöhe a des Seilgehänges kleiner ist als der Abstand b zwischen der Unterkante Prellträger und der Seilscheibe, wobei die obere Kante des Seileinbandes die Seilscheibe noch nicht berühren darf. Ist diese Bedingung erfüllt, so kann die Länge des Seilgehänges nicht für die Ermittlung der freien Übertreibehöhe herangezogen werden. Es ist daher auch unrichtig, wenn von Bergrevierbeamten häufig verlangt wird, daß außer den Fangträgern, an die die Schale anstößt, noch unterhalb der Seilscheiben Prellträger einzubauen sind, an welche das Seilgehänge stoßen kann. Die Folge würde neben der Unmöglichkeit eines gleichzeitigen Lastangriffs von Gestellkopf und Seileinband an den Fangträgern eine unnötige Materialverschwendung sein.

a a
a<5cm
a<10cm

Abb. 7 u. 8. Spurlattenverdickung und Zusammenziehung.

Im Fördergerüst werden die Leitbäume (Spurlatten) bis zu den Prellträgern durchgeführt. Nach den neuen Vorschriften müssen die Leitbäume seitlich verdickt oder zusammengezogen werden, wie das bereits in den früheren Bestimmungen verlangt worden ist (Abb. 7 u. 8). Es wird dort ferner gesagt, daß den verdickten Leitbäumen gegenüber zusammengezogenen Spurlatten der Vorzug gegeben werden soll. Es wird dabei jedoch nicht angegeben, in welcher Höhe die Verdickung der Spurlatten beginnen muß, sondern nur, daß die Verdickung einen Anlauf von 1 : 100 und die Zusammenziehung einen solchen von 1 : 50 haben soll. Man wird jedoch annehmen müssen, daß die Verdickung erst von der Stelle ab beginnen darf, an der sich die Schale in höchster normaler Entladestellung befindet. Nach Ansicht des Verfassers ist jedoch die Bedingung, daß die Spurlatten verdickt oder zusammengezogen werden müssen, zu weitgehend und auch zu unbestimmt gehalten, so daß in ihr eine nicht zu unterschätzende Gefahr für die Schachtförderung liegt. Es heißt in den Vorschriften, „daß bei verdickten Leitbäumen eine Verdickung bis zu einem Höchstmaß von 5 cm auf jeder Seite ‚anzustreben' ist. Bei zusammengezogenen Leitbäumen kann das lichte Spurmaß um maximal 20 cm verringert werden".

Durch die Bestimmung, daß eine Verdickung der Leitbäume vorgesehen werden muß, soll erreicht werden, daß eine Abbremsung der Fahrgeschwindigkeit des Fördermittels auf dem Übertreibewege eintritt. Da Versuche, welche Aufschluß über die tatsächlich beim Vorhandensein verdickter Spurlatten beim Übertreiben auftretenden Kräfte geben könnten, bis jetzt nicht vorliegen, sind bestimmte Angaben über das Maß der anzuwendenden Verdickung oder Zusammenziehung nicht gemacht worden. Der Zweck der Verdickung soll sein, daß die Leitbäume beim Übertreiben zerstört werden. Sie müssen daher aus verhältnismäßig weichem Material bestehen, während ein Stoff von großer Festigkeit, wie z. B. Stahl, ausgeschlossen ist. In der Bestimmung Verdickung oder Zusammenziehung der Leitbäume liegt jedoch eine nicht zu unterschätzende Gefahr, da die Wirkung dieser Vorkehrung zahlenmäßig nicht erfaßt werden kann und eine Menge Faktoren vorhanden sind, welche die Bremswirkung und Zerstörungskraft beeinflussen können.

Stahlbewehrte Spurlatten besitzen ein größeres Widerstandsmoment als hölzerne Leitbäume, bei denen außerdem der Feuchtigkeitsgehalt der Luft von Einfluß auf ihre Festigkeit und Form ist. Da die am Gestell angebrachten Führungsschuhe dem Verschleiß unterworfen sind, vergrößert sich der Spielraum zwischen Spurlatten und Führungen im Laufe der Zeit, so daß sich die Übertreibeverhältnisse ständig ändern.

Unterhalb der Prellträger müssen gemäß den behördlichen Bestimmungen, Fangstützen angeordnet werden, auf die sich die vom Seil abgerissene Förderschale aufsetzen kann. Das Aufsetzen der Schale auf die Fangstützen tritt einwandfrei ein, wenn dieselbe bis an die Prellträger gelangt. Reißt die Schale jedoch infolge zu starker Spurlattenverdickung vorzeitig vom Seil ab, so besteht die Gefahr, daß die Fangstützen nicht in Tätigkeit treten können. Dieser Möglichkeit soll nach den neuen Bestimmungen „zweckmäßig dadurch begegnet werden, daß mehrere Fangstützen übereinander im Fördergerüst angeordnet werden". Eine bindende Vorschrift hierfür ist nicht vorhanden. Die neuen Bestimmungen enthalten sodann die Vorschrift, daß der freie Fallweg des Gestells bis zur Fangstütze nicht größer als 50 cm sein darf. Da bei zu starker Spurlattenverdickung die Förderschale vorzeitig abreißen kann, ist die Anordnung mehrerer Fangstützen untereinander auf ganze Länge der Spurlattenverdickung nicht nur zweckmäßig, sondern sogar notwendig. Hierdurch ist jedoch eine Materialverschwendung bedingt, denn die von jeder Fangstütze aufzunehmende Kraft beträgt das fünffache der statischen Belastung des Förderseiles, d. h. der gesamten, am Seil hängenden Last,

zusammengesetzt aus Gewicht der Schale + Seilanschluß + Wagen + Nutzlast + Unterseil.

Besonders nachteilig ist bei der Spurlattenverdickung die Unmöglichkeit, die Wirksamkeit der Fangstützen zu erproben, da das Gestell bei langsamer Fahrt nicht durch die Leitbaumverdickung hindurchgezogen werden kann.

In den Bestimmungen heißt es sodann, daß bei zusammengezogenen Leitbäumen die Unterstützungsträger so steif gegen die Wirkung der beim Übertreiben entstehenden Bremskräfte ausgebildet sein müssen, daß sie keine größere Durchbiegung als $^1/_{500}$ ihrer Länge besitzen. Da, wie bereits oben gesagt, die durch die Leitbaumverdickung hervorgerufenen Kräfte nicht zahlenmäßig erfaßt werden können, ist es auch nicht möglich, von vornherein bestimmte Belastungsannahmen zu machen. Soll jedoch in der statischen Berechnung den Bestimmungen hinsichtlich des Nachweises der Durchbiegung der Unterstützungsträger Rechnung getragen werden, so bleibt dem Konstrukteur nichts anderes übrig, als eine im Rahmen des Möglichen auftretende Kraft anzunehmen und für diese die Durchbiegung des Trägers nachzuweisen. Hierin liegt jedoch eine große und sicher nicht beabsichtigte Gefahrenquelle.

Abb. 9 u. 10.
Schematische Darstellung einer Abbremsvorrichtung im Förderbetrieb.

Es ist wohl anzunehmen, daß bei Aufstellung der Bestimmungen hinsichtlich der Verdickung und Zusammenziehung der Leitbäume die damit zusammenhängende Unmöglichkeit einer genauen Erfassung der auftretenden Kräfte erkannt worden ist. Ausschlaggebend für die Aufnahme der Bestimmung dürfte der Umstand gewesen sein, daß bis jetzt Unfälle im Förderbetrieb nicht aufgetreten sind, welche durch die Spurlatten-Verdickung erzeugt worden sind. Nach Ansicht des Verfassers ist es jedoch unrichtig, die Berechtigung der Spurlatten-Verdickung aus dieser Tatsache herzuleiten. Bei allzu genauer Anwendung der in den Bestimmungen angegebenen Höchstmaße können leicht schädliche Folgen eintreten. Man sollte so lange keinen allzu erheblichen Wert auf die Anwendung der höchstzulässigen Spurlatten-Verdickung legen, als nicht einwandfreie Versuche über das Verhalten der Spurlatten-Verdickung bei verschiedenen Geschwindigkeiten vorliegen und es nicht möglich ist, solche Einrichtungen anzuwenden, welche die durch die Spurlatten-Verdickung gewünschte Wirkung der Abbremsung der Fahrgeschwindigkeit erzeugen und welche endlich so wirken, daß die erzeugten Kräfte zahlenmäßig erfaßt und von der Fahrgeschwindigkeit des Gestells beeinflußt werden können.

In Erkenntnis der aufgeführten Tatsachen wird daher eine Einrichtung vorgeschlagen, die die Mängel einer festen Spurlatten-Verdickung, wie sie sich auf Grund der neuen Bestimmungen ergibt, vermeidet und eine zahlenmäßige Erfassung der auftretenden Bremskräfte gestattet. Die Einrichtung besitzt auch die Möglichkeit, die Förderschale bei langsamer Fahrt bis zu den Fangträgern hindurch zu bringen, ohne daß das Seil hierbei übermäßigen Beanspruchungen ausgesetzt wird. Die Einrichtung ist schematisch in Abb. 9 u. 10 dargestellt und besteht aus einer geteilten Spurlatte, welche auf dem Übertreibewege angeordnet ist. Die ankommende Schale trifft gegen dieselben und drückt um so rascher die Kolben in die Luftzylinder, je schneller sie in die Spurlattenspreizung einfährt. Hierbei kann der Luftkolben zur Erzielung eines längeren Weges durch ein Hebelgestänge mit den Spurlattenteilen verbunden sein. Die im Luftzylinder erzeugte Kompression ist um so größer, je schneller die Schale in die Spurlatten einfährt. Um die Bremswirkung für den Fall des Übertreibens zu erhöhen, ist es möglich, in dem Luftzylinder von vornherein einen höheren Druck als den atmosphärischen Luftdruck wirken zu lassen.

Wenn die Förderschale abgerissen ist, muß sie sich auf Fangstützen aufsetzen. Die Fallhöhe darf, wie oben erwähnt, das Maß von 500 mm nicht überschreiten. Erfahrungsgemäß sollte jedoch eine Fallhöhe von 500 mm nicht angewendet sein, denn die Energie der frei fallenden Schale ist auf dieser Strecke schon so groß, daß die Gefahr einer Überanspruchung des Materials eintritt. Überdies ist gesagt, „daß die Fangstützenträger für eine Kraft zu bemessen sind, die das Fünffache der statischen Seilbelastung ist". Es ist also hierbei auf den Fallweg keine Rücksicht genommen. Die Fallhöhe sollte nicht größer sein, als sie durch die Art der Fangstützen bedingt wird. Selbstverständlich müssen die Stützen so ausgebildet sein, daß sie nach dem Durchfahren des Gestells in die Normalstellung zurückgegangen sind, ehe sich die abgerissene Schale auf sie aufsetzt. Ob die Fangstützen am Tragboden der Förderschale angreifen oder am Kopf der Schale, ist an sich gleich. Sie können auch an den Zwischenbühnen wirksam sein, doch dürfte das Angreifen am Kopf des Gestells vorzuziehen sein, da hierdurch ein Zusammenstauchen des Fördergestells vermieden wird und dasselbe nicht in Rücksicht auf vorzunehmende Fangversuche unnötig stark konstruiert zu werden braucht.

Für die Form der Fangstützen gibt es zwei verschiedene Ausführungsarten. Bei der einen Form wird eine Stütze verwendet, welche — durch ein Gegengewicht belastet — in der Fangstellung gehalten wird. Durch die an der Förderschale befestigte Fangklaue wird die Fangstütze zurückgedrückt und geht sofort in die Fangstellung zurück, so daß sich die vom Seil abgerissene Förderschale auf die Fangstütze aufsetzt (Abb. 11 u. 12). Durch die schräge Stützenanordnung wird eine wagerechte und eine Schrägkraft erzeugt. Da angenommen werden muß, daß die beiderseits angeordneten Fangstützen gleichzeitig in Eingriff kommen, heben sich die auf die Schale wirkenden wagerechten Kräfte (Abb. 12) auf. Voraussetzung ist natürlich, daß der entsprechend stark auszubildende Schalenkopf bezw. die Etagenböden die auftretenden wagerechten Kräfte aufzunehmen in der Lage sind. Die Schrägkraft ruft in dem Stützenträger eine Horizontal- und eine Vertikalkraft hervor, nach deren Größe sich die Dimensionierung des Trägers richtet.

Abb. 11 u. 12.
Schräge Fangstützenanordnung.

Bei der zweiten Ausführungsform wird ein wagerecht liegender Fanghebel verwendet, welcher auf zwei Trägern a und b (Abbild. 13) ruht. In diesem Fall werden in den genannten Trägern nur senkrechte Kräfte erzeugt, ebenso wirken auf die am Schalenkopf sitzenden Fangpratzen nur senkrecht gerichtete Kräfte. Diese zweite Art der Fangstützenausbildung dürfte der ersten vorzuziehen sein.

Abb. 13.
Horizontale Fangstützenanordnung.

Über die Form und die Ausbildung des Fördergerüstes ist in den Bestimmungen nichts gesagt. Bei der Berechnung des Gerüstes ist jedoch besonderer Nachdruck darauf zu legen, daß eine vollkommen klare Übertragung der auftretenden Kräfte vorhanden ist. In Rücksicht auf Bodensenkungen in der Nähe des Schachtes wird statisch bestimmten Systemen der Vorzug zu geben sein. Wird ein Gerüst statisch bestimmt berechnet, so muß die Konstruktion so durchgebildet sein, daß eine klare Übertragung der Kräfte an den Gelenkpunkten vorhanden ist.

Die in der neuen Bergpolizei-Verordnung zum ersten Male enthaltenen „Grundsätze für die statische Berechnung der Fördergerüste" legen eindeutig die anzunehmenden Belastungsfälle fest und geben den Rechnungsgang an. Einleitend wird auf die vom Minister für Volkswohlfahrt herausgegebenen Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe vom 25. Februar 1925 sowie die Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom September 1925 hingewiesen. Hieraus folgt, daß die genannten Bestimmungen bei der Aufstellung der statischen Berechnung grundsätzlich beachtet werden müssen. Die Grundsätze für die Berechnung von Fördergerüsten stellen also lediglich eine Ergänzung der genannten

Bestimmungen dar. Entsprechend der Einteilung der ministeriellen Hochbau-Vorschriften sind auch die obengenannten Grundsätze eingeteilt. Ihr erster Abschnitt behandelt sämtliche Gerüste, der zweite Fördergerüste aus Stahl und der dritte Abschnitt enthält die Grundsätze für Fördergerüste aus Eisenbeton.

Im ersten Abschnitt wird gesagt, daß die bewegten Teile wie Förderkorb, Zwischengeschirr, Wagengewicht, Nutzlast, Ober- und Unterseil, Seilscheiben und Motoranker der Fördermaschine, sofern letztere auf dem Gerüst verlagert ist, neben dem im Schwerpunkt angreifenden Gewicht einen Zuschlag von 10% für Anfahren und Bremswiderstände erhalten müssen. Es ist bei dieser Festlegung kein Unterschied gemacht, ob es sich um das aufwärts oder abwärtsgehende Trum handelt, denn durch den Beharrungszustand wird in Wirklichkeit im abwärtsgehenden Trum eine Kraft erzeugt, welche geringer ist als die statische Belastung des Förderseiles.

Wenn die Fördermaschinen auf dem Fördergerüst gelagert sind, soll die Eigenfrequenz des Gerüstes (dynamische Schwingungszahl) wenigstens um 30% größer sein als die höchste Drehzahl der Maschine. Die eigene Schwingungszahl eines Fördergerüstes wird um so weniger genau von vornherein festgelegt werden können, je verwickelter der Aufbau des Gerüstes ist, und man wird bei der Ermittlung der Schwingungszahl mehr oder weniger auf Annahmen angewiesen sein, deren Richtigkeit zunächst nicht bewiesen werden kann. Dieser Erkenntnis ist auch dadurch Ausdruck gegeben, daß in den Grundsätzen keine Bedingung an die Größe der eigenen Schwingungszahl gestellt wird, sondern es heißt nur, „daß die Eigenfrequenz um 30% größer sein *soll*". Durch diese Fassung wird zum Ausdruck gebracht, daß nachträglich Verstärkungen angebracht werden sollen, wenn das Mindestmaß der Eigenschwingung überschritten wird. Dieser Bedingung kann entsprochen werden, wenn *das Gerüst in Stahl erbaut ist*. Schwieriger liegen dagegen die Verhältnisse, wenn Eisenbeton als Baustoff gewählt worden ist, da bei diesem Verstärkungen, die von Einfluß auf das gesamte statische Wirken des Gerüstes sind, schwer anzubringen sind. Hierin liegt der besondere Vorteil der Stahlbauweise.

Außer dem Eigengewicht und den ständigen Auflasten ist für Bühnen und Treppen eine Nutzlast von 250 kg/m² anzunehmen. Es ist jedoch gestattet, die Nutzlast bei der Berechnung des gesamten Gerüstes unberücksichtigt zu lassen. Auflast aus Schnee braucht nur mit der Hälfte der in den Hochbaubestimmungen enthaltenen Werte und auch nur für Dächer und Bühnen angenommen zu werden. Beim Turmgerüst muß die Nutzlast der Bühnen berücksichtigt werden, da hier bedeutend größere Flächen vorhanden sind als beim Strebengerüst und ein Ablegen von Geräten u. dergl. wahrscheinlich ist. Die Fangträger müssen für die Aufnahme einer Kraft, welche der Bruchlast des Förderseiles entspricht, berechnet werden. Für die Berechnung der Fangstützen und Fangträger ist, wie gesagt, als Auflast die fünffache Belastung des Förderseiles maßgebend. Für die Unterstützungsträger der Fangstützen muß die Durchbiegung nachgewiesen werden. Eine Nachrechnung auf Durchbiegung ist in bezug auf die senkrechte Achse dann stets erforderlich, wenn die Fangstützen schräg angeordnet und beim Auftreffen des Gestells Horizontalkräfte erzeugt werden. Ist nämlich der Träger in wagerechter Richtung sehr elastisch, besteht die Gefahr, daß der Träger ausknickt und die Schale nicht aufhält. In bezug auf die wagerechte Achse soll die Durchbiegung nicht größer sein als 1/500 der freien Länge; das Trägheitsmoment, bezogen auf die wagerechte Achse, soll jedoch möglichst klein sein, um eine federnde Wirkung in senkrechter Richtung zu erzielen.

Werden die Spurlatten so verdickt, daß beim Durchfahren derselben Kräfte erzeugt werden, welche die Glieder des Führungsgerüstes auszubiegen versuchen, so müssen auch diese Glieder auf Durchbiegung in wagerechter Richtung untersucht werden, und zwar darf nach dem vorstehend Ausgeführten die Durchbiegung gleichfalls nicht größer sein als 1/500 der Trägerlänge.

Bei der Belastung des Fördergerüstes durch die Seillast ist zunächst der normale Belastungsfall zu untersuchen. Wie bei den Hochbau-Vorschriften, so sind auch bei den Grundsätzen für die Berechnung von Gerüsten für die normale Betriebslast zwei Belastungsfälle zu unterscheiden:

Im ersten Fall, bei welchem Betriebslast und ständige Last (Eigengewicht, Schnee usw.) in ungünstigster Richtung wirken, ist die zulässige Beanspruchung für Stahl St 37 1200 kg/cm². Im zweiten Belastungsfall ist bei gleichzeitig ungünstigster Wirkung von Wind und Berücksichtigung aller Zusatzspannungen σ zulässig = 1400 kg/cm². Schachtträger dürfen jedoch nur mit 900 bezw. 1050 kg/cm², Seilscheibenträger mit 900 bezw. 1120 kg/cm² beansprucht werden.

Außer diesen beiden Belastungsfällen kennen die neuen Grundsätze noch einen dritten, welcher sich auf außergewöhnliche Belastungen bezieht und bei welchem σ zulässig = 1800 kg/cm² ist. Für diesen Fall kommen drei Belastungsannahmen in Frage:

1. Übertreiben des Förderkorbes und Anstoßen an die Prellträger. Bei diesem Belastungsfall tritt in einem Trum eine Zugkraft auf, welche gleich der Bruchlast des Förderseiles ist, während im andern Trum normale Betriebslast ohne Nutzlast herrscht. Bei Doppelförderung ist nur in einer Förderung Übertreiben anzunehmen, während bei der anderen in beiden Seilen normale Betriebslast herrscht.
2. Aufschlagen eines beladenen Förderkorbes auf die Fangstützen, wobei die ungünstigste Kraftwirkung anzunehmen ist. Bei Doppelförderung ist gleichfalls nur ein Seil als spannungslos anzunehmen, während in den anderen drei Seilen normale Betriebslast herrscht.
3. Klemmt eine Förderschale im Schacht und tritt in einem Seil Bruch ein, so muß im anderen Förderseil eine Kraft angenommen werden, die sich aus der Massenträgheit der bewegten Teile errechnet und die im allgemeinen mit $^1/_3$ der Bruchlast des Förderseiles anzunehmen ist. Bei Doppelförderung ist in der zweiten Förderung wiederum normale Betriebslast anzunehmen. Doppelter Seilbruch ist also nach den neuen Grundsätzen nicht mehr anzunehmen.

Für den Schachtträger ist eine Beanspruchung von 1350 kg/cm², für den Seilscheibenträger 1440 kg/cm² und für Anker, Niete und Schrauben eine solche von 1333 kg/cm² bei Abscheren und 2666 kg/cm² bei Lochleibung zulässig.

Schließlich ist auch der Fall zu untersuchen, daß der Wind in der Querrichtung zum Gerüst wirkt, wobei das Gerüst vollkommen unbelastet anzunehmen ist. Bei solchen Gerüsten, welche ohne Streben errichtet werden, muß die Standsicherheit des Bauwerkes mindestens das 1,5fache betragen, für den normalen Betriebsfall untersucht und hierbei Wind, Eigenlast usw. in ungünstigster Richtung wirkend angenommen werden. Bei einfachem Seilbruch muß noch eine 1,3fache Standsicherheit vorhanden sein: In gewissen Fällen kann eine dynamische Nachrechnung des Gerüstes bei Seilbruch-Belastung notwendig sein.

Auf Grund der vorgenannten Belastungsfälle und zulässigen Beanspruchungen ist heute die Berechnung von Fördergerüsten eindeutig vorgezeichnet und ein großer Teil strittiger Punkte auf diese Weise geklärt worden.

Es sei schließlich darauf hingewiesen, daß in dem den Bestimmungen anliegenden Vordruck für das Gesuch um Zulassung einer Förderanlage zur Seilfahrt eine Aufstellung über die dem Gesuch beizulegenden Unterlagen angeheftet ist. In dieser Aufstellung heißt es, daß die statische Berechnung des Fördergerüstes und der Fangstützen und Unterstützungsträger einzureichen ist. In Rücksicht auf das Entwerfen des Gerüstes wird die Berechnung desselben auch die Berechnung der Fangstützen usw. enthalten, da jedoch beide Berechnungen gesondert aufgeführt sind, wird empfohlen, dieselben getrennt einzureichen, um zu vermeiden, daß eine Rückgabe der Berechnung erfolgt.

Ästhetische Gestaltungsmöglichkeiten im Stahlbrückenbau.

Von Professor Dr. **Karner**, Zürich.

(Schluß aus Heft 16.)

Wendet man sich zu den Bogenbrücken bezw. bogenförmigen Balkenbrücken in Stahl, so kommt man damit zu Brückenformen, die praktisch für europäische Verhältnisse die Überwindung unbegrenzter Stützweiten ermöglichen. Die Betrachtung der ästhetischen Wirkung solcher Bauwerke sei jedoch auf kleinere und mittlere Stützweiten beschränkt. Wir finden für den Bogen bis in neuerer Zeit fast ausschließlich Fachwerkkonstruktionen angewendet, während aus den eingangs angeführten Gründen vielfach mit allerbestem Erfolge heute zum Vollwandträger übergegangen wurde. Die Wirtschaftlichkeit des Vollwandträgers ist bei einem Bogen eine wesentlich andere und günstigere als beim Balken, da bei ersterem zu den Biegemomenten und Querkräften des letzteren noch die sehr häufig überragenden Normalkräfte hinzukommen und eine wirtschaftliche Ausnutzung auch des Stegblechquerschnitts möglich wird. Bei der großen Konstruktionshöhe eines Balkenfachwerkes ($^1/_8$ bis $^1/_{12}$ der Stützweite) wirkt auch bei schwersten Stabquerschnitten und trotz großer Anschlußknotenbleche das Fachwerk relativ leicht, während beim Fachwerk eines Bogens, dessen Konstruktionshöhe wesentlich niedriger ist ($^1/_{30}$ bis $^1/_{50}$ der Stützweite), die Stabquerschnitte mit ihren Anschlußkonstruktionen diesem viel leichter einen plumpen Charakter geben. Es ist daher auch aus diesen Gründen beim Bogen die vollwandige Ausführung vorzuziehen.

Die ästhetische Gestaltung von Bogenbrücken, deren Tragkonstruktion vollständig unter der Fahrbahn liegt, ist uns durch die Überlieferung vertraut und bekannt. Manches neuere schöne Brückenbauwerk in Beton und Eisenbeton gehört hierher und wäre im Interesse des Fortschritts im Brückenbau nicht zu missen. Wenn jedoch für den Eisenbetonbau die Wirtschaftlichkeit bei großen Stützweiten rasch abnimmt, so erscheint uns

auch bei kleineren Brücken seine Anwendung gezwungen, wenn bei geringem Stich das Eigengewicht einen relativ großen Einfluß auf den Schub ausübt und entsprechend große und starke Widerlager notwendig werden, was bei der viel leichteren Stahlbauweise nicht der Fall ist.

von Gleisverlegungen nicht erwünscht ist. Hierher gehören auch die vielfach angewandten rahmenartigen Zweigelenkbogen mit Zugband, welch letzteres dann unter der Straßendecke hindurchgeführt wird und die beiden Kämpfergelenke verbindet.

Abb. 15. Schönau-Straßenbrücke über die Mur in Graz.

Abb. 17. Kalvarienberg-Straßenbrücke über die Mur in Graz.

Ein Beispiel einer gut gelungenen Bogenbrücke in Flußstahl ist die Schönau-Straßenbrücke über die Mur in Graz (Abb. 15). Sie besitzt vier als Zweigelenkbogen ausgebildete Hauptträger unter der Fahrbahn, die auf diesen vollwandigen Sichelbogen mit einfachen Stützen ruht. Die Stützweite beträgt 62 m, der Stich von nur 1:14 gestattet, daß die Kämpfergelenke vollständig hochwasserfrei liegen und die Gefahr der Einengung des Durchflußprofils vermieden wird. Die Widerlager sind einfach und ungekünstelt gehalten, die massive Brüstung hat die gleiche Höhe wie das einfache eiserne Geländer. Vorbildlich ist auch die Anordnung der äußerst einfachen Beleuchtungsmaste: Eine technische und architektonische Einzelheit, der leider viel zu wenig Beachtung geschenkt wird und die nicht einfach und unauffällig genug ausgeführt werden kann. Diese Zweigelenkbogenbrücke könnte unter Ausnutzung aller Eigenschaften des Baustoffes schlechterdings nicht einfacher und ruhiger, nicht technisch richtiger und künstlerisch besser gestaltet werden.

Ein anderes Beispiel für eine Bogenbrücke mit unter der Fahrbahn liegenden Hauptträgern bietet die neue Eisenbahnbrücke über die Mosel bei Güls in der Nähe von Koblenz (Abb. 16). Drei Bogenöffnungen von je 64 m Stützweite führen über den Strom hinweg und schließen an massive Bogen am Ufer an, die als Straßenunterführungen von der alten Brücke mit übernommen wurden. Auch hier sind die Hauptträger als vollwandige Zweigelenkbogen ausgebildet. Bei vollständiger Hochwasserfreiheit der Kämpfergelenke ist der Stich und damit die Scheitelhöhe so gewählt, daß die Horizontale des oberen Geländerholmes vom Bogen tangiert, also nicht überschnitten wird und sich im Zusammenwirken von Bogenform und horizontalem Fahrbahnband ein ausgezeichnetes Gesamtbild ergibt, das noch dadurch unterstrichen wird, daß auch die Aufmauerung der Pfeiler nicht über diese oberste horizontale Linie hinausgeht. Ein ganz ausgezeichnetes und wohlabgestimmtes Größenverhältnis zeichnet dieses Brückenbauwerk im Zusammenhang mit der umgebenden Landschaft aus.

Auch bei Straßenunterführungen in Städten treffen wir häufig auf Ausführungen von vollwandigen Bogenformen aller Art: Insbesondere dann, wenn die Bauhöhe für einen Balken nicht ausreicht und etwa bei großer Breite der Brücke ein Durchschneiden der Fahrbahn durch die Hauptträger wegen der Möglichkeit

Schwieriger wird die ästhetische Gestaltung der Brücke, wenn die Bogen über die Fahrbahn hinausgehen und eventuell auch — etwa unter Berücksichtigung schlechten Baugrundes — auf Horizontalschübe verzichtet werden muß, um äußerlich statisch bestimmte Balkenbrücken mit vertikalen Auflagerkräften zu erhalten. Die hierhergehörigen Bogenformen sind

Abb. 16. Eisenbahnbrücke über die Mosel bei Güls.

Abb. 18. Aspern-Straßenbrücke über den oberen Donaukanal in Wien.

Abb. 19. Eisenbahnbrücke über die Havel bei Potsdam.

Abb. 20. Straßenbrücke über die Donau bei Deggendorf. Gesamtansicht.

allerdings nur im Stahlbau einwandfrei und ästhetisch gut auszuführen, da sich bei massiven Bauweisen äußerst schwerfällige und massige Bogenformen schon bei kleinen Stützweiten ergeben. Anderseits erscheinen auch die Zugglieder, wenn sie mit Beton umkleidet sind, unwahr und unmöglich, während sie zwar aufrichtiger, aber in keinem Verhältnis zur Bogenmasse wirken, wenn sie den Stahlquerschnitt ohne Ummantelung zeigen. Im Stahlbau dagegen erscheint auch ein vollwandiger Bogen über der Fahrbahn noch immer relativ leichter, weil einmal der äußere Umfang des Gurtquerschnittes ungleich geringer wird und selbst bei kastenförmiger Ausbildung auch beim Laien niemals das Gefühl einer massiven Wirkung entstehen kann. Von ganz besonderer Bedeutung ist bei der Ausgestaltung solcher Bogenbrücken die Art der Querverbindung zwischen beiden Hauptträgern, falls hierauf nicht überhaupt verzichtet werden kann. Im Stahlbau ermöglichen rahmenartige Querverbindungen oder entsprechend gestaltete Verbände zwischen den beiden Bogen eine Verbindung, die in ihrer Wirkung gegenüber den letzteren zurücktritt, während im Massivbau häufig schwere Querriegel der Brücke eine lastende Schwere geben und einen beklemmenden ungünstigen Eindruck hinterlassen.

Abb. 21. Straßenbrücke über die Donau bei Deggendorf. Hauptöffnung.

Abb. 22. Straßenbrücke über die Norderelbe in Hamburg.

Als erstes Beispiel einer hierhergehörigen Brückenausführung dient die in Abb. 17 gezeigte Straßenbrücke über die Mur bei Graz, die sogenannte Kalvarienbergbrücke: Sie überspannt den Fluß mit 67 m Stützweite. Zwei vollwandige bogenförmige Hauptträger mit gegen den Scheitel abnehmender Trägerhöhe erhalten unter der Fahrbahn liegende Zugbänder zwischen den Kämpfern. Die Fahrbahn ist an in gleichen Abständen vorgesehenen Zugstangen aufgehängt. Ein oberer Verband ist nicht vorhanden, nur zwei ebenfalls vollwandige Riegel, die etwa in den Drittelpunkten die Hauptträger verbinden, dienen zur Aufnahme der beiden die Brücke beleuchtenden Lampen. Auch diese Brücke, deren Bogen einen Stich von 1 : 7 zeigt, zeichnet sich durch einen wohltuenden Gesamteindruck aus.

Abb. 23. Eisenbahnbrücke bei Rüdesheim. (Teilaufnahme.)

Eine Brücke ohne oberen Verband ist ferner die in Abb. 18 dargestellte Aspernbrücke über den Donaukanal in Wien. Sie besitzt eine Hauptöffnung von 58,69 m und zwei Seitenöffnungen von je 13,5 m Stützweite. Der eigentliche Zweigelenkbogen liegt mit einer Stützweite von 40,72 m über der Fahrbahn und erzielt durch diese Anordnung ein statisch und wirtschaftlich günstiges Zusammenwirken der Mittelöffnung mit den Seitenöffnungen. Unser Bild zeigt die beiden 17,6 m entfernten Hauptträger ohne jede Verbindung über der Fahrbahn und beweist, daß sich derartige Bauaufgaben im Stahlbau ganz besonders leicht und elegant lösen lassen.

Als weiteres Beispiel folge eine Eisenbahnbrücke, die Mittelöffnung der Brücke über die Havel in Potsdam (Abb. 19). Es handelt sich hier um zwei nebeneinanderliegende Brücken von je 61 m Stützweite, für die als theoretisches System der Hauptträger ein sogenannter Langerscher Balken mit vollwandigem Versteifungsträger gewählt wurde. Der große Schiffsverkehr erfordert ein vollständiges Freilassen des Profils, und da auch die anschließenden kleineren Öffnungen vollwandige Blechträger sind, wurde diese Brückenform gewählt.

Die Anordnung eines Fachwerkbalkens mit einem schrofferen Übergang der äußeren Brückenumrisse von den Seiten zur Hauptöffnung hätte sicher den Gesamteindruck ungünstig beeinflußt, während man bei der getroffenen Lösung, trotzdem zwei gleiche Brücken hintereinander liegen, ästhetisch vollauf befriedigt ist.

Mit letzterem Beispiel haben wir eigentlich schon einen Fall besprochen, bei dem eine größere Bogenform mit kleineren balkenförmigen Brücken vereinigt ist. Solche Anordnungen treffen wir häufig dort, wo der Schiffsverkehr Schwierigkeiten bei Gründung der Pfeiler oder stromtechnische Gründe eine oder mehrere größere Öffnungen verlangen, während im übrigen Teil des Brückenzuges kleine Stützweiten genügen. Die neue Straßenbrücke über die Donau bei Deggendorf (Abb. 20 u. 21) stellt eine solche gut gelungene Verbindung dar. Da die Stromachse nicht die Brückenmitte schneidet, liegt die Hauptöffnung von 78 m mehr nach der Seite Deggendorfs und vier bezw. zwei kleinere Öffnungen von je 38 m bilden die Überführung zum Ufer. Die kleineren Brückenhauptträger sind parallelgurtig und vollwandig unter der Fahrbahn liegend, für die Hauptöffnung ist ein Bogen mit Zugband gewählt worden. Dieser setzt am Kämpfer mit einer der der Balkenträger gleichen Bauhöhe an, um in der Mitte am Scheitel am kleinsten zu werden. Der Bogen besitzt zweiwandige Querschnittsform: Bei voller Betonung der horizontalen Überführung des Verkehrsweges wird durch den Bogen die wichtigere Hauptöffnung ausgezeichnet und dem Beschauer begründet. Die Abbildungen lassen erkennen, wie ruhig und gut sich auch dieses Brückenbauwerk der Gegend anpaßt.

Zum Abschluß dieser Betrachtung über die Bogenbrücken sei noch die neue, im Bau begriffene Erweiterung der Straßenbrücke über die Norderelbe in Hamburg erwähnt: Die für Hamburg charakteristische Form der Lohse-Träger sollte gewahrt bleiben, und die Gesellschaft Harkort-Duisburg hat für die Zug- und Druckbogen, die im alten Bauwerk Fachwerkträger sind, vollwandige Querschnitte vorgeschlagen und dadurch für diese Bauform ein äußerst gelungenes und reizvolles Brückenbild geschaffen. Es würde zu weit führen, auf diesen sehr bemerkenswerten Bau näher einzugehen.[2]) An dieser Stelle ist nur die durch die Anwendung kastenförmiger Querschnitte erzielte ästhetische Wirkung zu würdigen: Abb. 22 vermag bereits durch die Wiedergabe eines Abschnitts der Montage einen ungefähren Eindruck des künftigen Bauwerkes zu vermitteln. Obwohl der Blick in die zum Einschwimmen bereite Öffnung durch Montagegerüst und Verspannungen sehr gestört ist, ist der ruhige Eindruck zu bewundern, wobei allerdings auch auf die sachliche Ausgestaltung des oberen Verbandes unter Betonung der Querriegel hingewiesen werden muß.

Wenn im vorstehenden nur Ausführungen vollwandiger Tragwerke besprochen sind, so sei doch ausdrücklich festgestellt, daß damit keiner

[2]) Vergl. u. a. „Der Stahlbau" 1928, Heft 2: Hoening, Erweiterung der Straßenbrücke über die Norderelbe in Hamburg.

Abb. 24.

Abb. 25.

Abb. 24 u. 25. Eisenbahnbrücke bei Wesel.

Abb. 26. Eisenbahnbrücke bei Wesel.

Verallgemeinerung zuungunsten des Fachwerkträgers das Wort geredet werden soll. In dem Maße, als das Verstehen der Möglichkeiten des Stahles als Baustoff auf Seite der Architekten zunimmt (auch im Hochbau sind solche Einflüsse unverkennbar), wird auch in ästhetischer Beziehung das Fachwerk wieder in seine Rechte kommen. Bogenbrücken mit Fachwerkkonstruktion, wie sie viele schöne Rheinbrücken in vollendeter und abgeklärter Form zeigen (Abb. 23), werden ebenso wieder zu Ehren kommen, wie auch die moderne Entwicklung weitgespannter Fachwerkbalkenbrücken, deren wirtschaftliche Grenze durch Anwendung hochwertiger Stähle sehr nach oben gerückt ist, neue Anregungen zu vereinfachter Formgebung zeigt. Die den geschwungenen girlandenförmigen Gurtformen folgenden abgestuften Träger scheinen dem ruhigeren parallelgurtigen Fachwerk auch bei größten Stützweiten Platz zu machen. Dabei wird auch durch die harmonische Gliederung der Füllstäbe der künstlerische Eindruck solcher Brücken gleichmäßiger, als es bei dem für die letzten Jahrzehnte bezeichnenden System der abwechselnd steigenden und fallenden Diagonalen möglich war. Die neue Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Wesel (Abb. 24, 25 u. 26) ist bisher das augenfälligste Ausführungsbeispiel dieser Art, doch konnte man diese oder ähnliche Bauformen auch bei verschiedenen großen Wettbewerben der letzten Zeit häufig sehen. Es sei auf Einzelheiten der ästhetischen Gestaltung solcher Fachwerkbrücken hier nicht eingegangen, um den Rahmen dieses Aufsatzes nicht zu überschreiten, doch sei zum Schluß ganz besonders die Aufmerksamkeit darauf gelenkt, daß im Stahlbau für die Wirkung und den Gesamteindruck einer Brücke nicht nur die große Linie maßgebend ist, sondern in ausschlaggebender Weise auch die konstruktiven Einzelheiten: Volle Querschnittsformen der Gurt- und Füllstäbe eines Fachwerkes tragen im Gegensatz zu mehrteiligen Ausführungen ebenso zur Verbesserung der ästhetischen Wirkung eines Brückenbildes bei, wie eine ruhige und sachliche Gliederung der sichtbaren Querverbindungen, Portale und Verbände. Für diese sind volle Querschnitte bezw. vollwandige Trägerformen ebenso erwünscht, um nicht durch ein Vielerlei von gegliederten Einzelstäben das Auge vom Zweck dieser Bauglieder abzulenken. Die in Abb. 22 u. 26 dargestellten Blicke in das Brückeninnere erläutern an zwei mustergültigen Ausführungen dies auf das beste. Es ist durchaus falsch, in der Sucht nach Gewichtsersparnissen bei diesen Einzelheiten zu Mitteln zu greifen, die nicht nur die künstlerische Wirkung dieser einen Brücke schädigen, sondern der ganzen Stahlbauweise Abbruch tun.

Macht man schließlich den Versuch, alle Überlegungen über die ästhetische Gestaltung von Stahlbrücken zusammenzufassen, so kommt man zu folgenden Forderungen und Anschauungen:

1. Die Zusammenarbeit des Architekten mit dem Ingenieur im Brückenbau, zur Schaffung wirtschaftlicher, technisch richtiger und ästhetisch befriedigender Bauwerke bedingt für beide das gleichzeitige Verstehen aller Forderungen der Kunst und Formenlehre sowie der Kenntnisse der Statik und Baustoffeigenschaften.
2. Die heute herrschenden Anschauungen über Formenschönheit haben bei Balken- und Bogenbrücken eine gewisse Bevorzugung des vollwandigen Trägers gegenüber dem Fachwerkträger gebracht, und damit dem Stahlbrückenbau in den letzten Jahren moderne Eigenart und Note gegeben.
3. Bei Balkenbrücken größerer Stützweiten mit nur einer Öffnung ist vor einer übertriebenen Anwendung vollwandiger Formen zu warnen, da solche Brücken — wenn sie wirtschaftlich gestaltet werden sollen — leicht plump erscheinen. Eine entsprechende Aussteifung der Trägerwandung oder die Anordnung von Konsolen für Fußwege kann den Eindruck solcher Brücken wesentlich verbessern.
4. Bei Balkenbrücken über mehrere Öffnungen, Gerberträgern oder kontinuierlichen Bauformen, lassen sich beträchtliche Stützweiten mit vollwandigen Trägern erreichen, die eine ganz vorzügliche ästhetische Wirkung aufweisen.
5. Bei Bogenbrücken werden für den eigentlichen Bogen vollwandige Querschnittsformen mit größtem technischen und künstlerischen Nutzen angewendet, wobei im Stahlbau ein schwerfälliger Eindruck auch von doppelwandigen Querschnitten keineswegs zu befürchten ist.
6. Bei zusammengesetzten Brückenformen, größeren Bogenöffnungen und kleineren Balkenbrücken empfiehlt sich möglichst einheitliche Behandlung beider Trägerarten, d. h. durchweg die Anwendung entweder von Vollwand- oder von Fachwerkformen.
7. Die ästhetische Gestaltung und Wirkung von Stahlbrücken wird nicht nur durch eine geschickte Formgebung der Brücke als Gesamtheit beeinflußt, sie muß verstärkt und unterstützt werden durch eine ruhige und sachliche konstruktive Durchbildung aller technischen Einzelheiten der Hauptträger, so wie aller Verstrebungen und Verbände.
8. Es ist im Stahlbrückenbau dafür zu sorgen, daß das Fachwerk als die dem Stahlbau ganz besonders gemäße Trägerform wieder mehr in den Vordergrund gerückt wird und von seiten des Architekten eine richtige Würdigung seiner bautechnischen und ästhetischen Möglichkeiten erfährt, um einer Einförmigkeit im Stahlbau vorzubeugen.

Es schien nötig, sich im vorstehenden auf die Wiedergabe von Aufnahmen ausgeführter Beispiele zu beschränken und unseren Beispielen keine Entwürfe zugrunde zu legen, weil die meisten Bilder von letzteren, milde gesagt, „künstlerisch" behandelt werden und kaum als geeignet für eine sachliche Beurteilung bezeichnet werden können. Schon das Lichtbild einer ausgeführten Brücke kann niemals den plastischen Eindruck der Wirklichkeit vermitteln, und es erfordert eine außerordentliche Schulung, um daraus einen richtigen Eindruck zu erhalten. Es sind ferner nur Bauwerke kleinerer und mittlerer Stützweiten gebracht, bei welchen ein Wettbewerb mit anderen Bauweisen in Frage kommt, was bei Brücken größerer Stützweiten und bei Hängebrücken ja nicht der Fall ist. Bei solchen Bauwerken des Großbrückenbaues wird bei der Betrachtung die künstlerische Wirkung häufig durch die Großartigkeit des überwältigenden technischen Eindrucks beeinflußt, und statt des Einfügens in ein Landschaftsbild tritt oft eine Beherrschung desselben ein.

Der Verfasser hofft, durch seine Darlegungen und insbesondere durch die Zusammenfassung zur Klärung der für weite Kreise so wichtigen Frage nach der ästhetischen Gestaltung von Stahlbrückenbauten beigetragen und gegebenenfalls zu einer Diskussion Anregung gegeben zu haben.

Einiges über Brücken leichterer Bauart für das Ausland.

Von Dipl.-Ing. **Thümecke**, Rheinbrohl a. Rh.

Der Stahl ist einer der wichtigsten Ausfuhrartikel für Deutschland und als solcher besonders wertvoll, wenn er in weitgehendem Maße verarbeitet werden kann. Insofern es sich hierbei um Stahlkonstruktionen handelt, kommen in erster Linie Fabrikanlagen, Hallen, Brücken, Maste usw. in Betracht, welche in den deutschen Werkstätten so weit fertiggestellt werden können, daß sie — in Kollis verfrachtet — an Ort und Stelle nur aufgestellt zu werden brauchen. Leider gelangt nur ein geringer Bruchteil der vom Ausland unmittelbar oder durch Vermittlung von Exportfirmen angefragten Konstruktionen als Aufträge herein, da der Wettbewerb aus mancherlei Gründen, wie Zollschranken, Transportkosten, Steuern usw. — nicht zuletzt aber auch infolge unvollständiger Angaben über die zugrunde zu legenden Belastungen und Spannungen — erschwert wird.

Rückfragen bei der anfragenden Firma sind wegen der großen Entfernungen und des damit verbundenen Zeitverlustes meist zwecklos, so daß dann willkürliche Annahmen gemacht werden müssen, durch die sich

Abb. 1. Hängebrücke mit zwei Öffnungen von je 100 m und 3,50 m l. W.

Abb. 2a. Brücke von 115,80 m Stützweite und 3,50 m l. W.

Abb. 2b. Ausbildung der Endfelder der Brücke Abb. 2a.

Firmen, die Wert auf solide Arbeit legen, leicht vom Wettbewerb ausschalten können. Dies trifft namentlich für die deutschen Firmen zu, da diese in der Regel nach deutschen Vorschriften arbeiten, welche sowohl bezüglich der Nutzlasten als auch der Beanspruchungen den ungünstigsten Verhältnissen Rechnung tragen. Welchen Einfluß dabei selbst eine geringe Belastung haben kann, die man nach deutschen Verhältnissen für unerläßlich hält, ohne daß sie besonders vorgeschrieben werden muß, zeigt folgendes der Praxis entnommene Beispiel:

Angefragt war eine 200 m lange Hängebrücke von 3,50 m lichter Weite; als Belastung war ein 8-t-Lastkraftwagen angegeben. Es sollten zwei Öffnungen vorgesehen werden, so daß also eine Brücke ähnlich dem in Abb. 1 dargestellten System in Frage kam. Während selbst die angegebene Nutzlast von 8 t noch eine willkürliche Verteilung der einzelnen Achslasten zuläßt, die Einfluß auf die Gestaltung der ganzen Fahrbahn haben, ist die Wahl der übrigen noch auftretenden Belastungen vollständig freigestellt. Zu verwerfen ist in solchem Falle, sich auf die Anfrage berufen zu wollen und nur die dort angegebene Nutzlast einzusetzen. Denn oft ist der Anfragende nicht Fachmann genug, um die Bedeutung derartiger Fehler zu erkennen, so daß hieraus später allerlei Unzuträglichkeiten entstehen können; es werden nämlich selbst in der unwirtlichsten Gegend die Straßen nicht nur von Kraftfuhrwerken, sondern auch von Viehherden, Karawanen usw. benutzt, die beim Passieren derartiger, ohne Streckenlasten berechneter Brücken sehr gefährdet sind.

Das angeführte Beispiel soll dies kurz veranschaulichen:

Der Horizontalschub des Kabels ergibt sich aus $H = \frac{M}{f} \cdot \nu$. Hierin ist M das durch die Last hervorgerufene Moment eines einfachen Balkens, f die Pfeilhöhe und ν ein Abminderungskoeffizient, welcher von dem Versteifungsträger abhängig ist. Für $f = 16{,}0$, $\nu = 0{,}8$ und die angegebene Einzellast von 8 t wird

$$H = \frac{8{,}0 \cdot 100{,}0}{4} \cdot \frac{1}{16{,}0} \cdot 0{,}8 = 10{,}0 \text{ t}.$$

Setzt man dagegen für beide Öffnungen eine gleichmäßig verteilte Last von nur 100 kg/m² Fahrbahnfläche ein — diese Last entspricht etwa dem Gewicht einer sich bewegenden Tierherde in lockerer Ordnung, wofür bei deutschen Brücken immerhin noch 300 kg/m² mindestens einzusetzen wären —, so erhält man

$$H = 2 \cdot \frac{0{,}100 \cdot 3{,}5 \cdot 100{,}0^2}{8} \cdot \frac{1}{16{,}0} \cdot 0{,}8 = 43{,}8 \text{ t},$$

also einen viermal größeren Horizontalschub, so daß hierbei das Kabel zu Bruch gehen könnte.

In ähnlicher Weise wirkt sich der Unterschied in der Belastung auch auf die Versteifungsträger und die Windverbände aus, und es ist ersichtlich, daß man wahrscheinliche, aber nicht ausdrücklich angegebene Belastungen nicht vernachlässigen darf.

Im nachstehenden sollen nun einige Brückenbauwerke beschrieben werden, die in den letzten Jahren von der Firma Hilgers A.-G. in Rheinbrohl a. Rh. vorzugsweise für Südamerika geliefert wurden und die sich in der Praxis als ausreichend erwiesen haben. Trotz des Holzreichtums dort sind leichte stählerne Brücken sehr beliebt, da sie gegen Witterungseinflüsse sehr widerstandsfähig sind, die Überbrückung größerer Öffnungen gestatten ohne zahlreiche Zwischenabstützungen und ohne daß die Einzelteile der Konstruktion besonders schwer und unhandlich werden, endlich weil die Aufstellung in den meisten Fällen sich denkbar einfach gestaltet. Gerade die beiden letzten Punkte sind sehr wichtig, denn der Transport der Einzelteile muß oft durch Maultiere oder leichte Wagen bewerkstelligt werden, und für die Montage stehen zwar billige, aber gänzlich ungeübte Kräfte zur Verfügung, an die keine hohen Anforderungen gestellt werden dürfen. Aus diesem Grunde müssen die Überbauten im Werk fix und fertig vormontiert und alle Stäbe einzeln und genau bezeichnet werden, so daß an Ort und Stelle weder Nacharbeiten erforderlich sind noch Verwechslungen auftreten können.

Es versteht sich, daß auch der Montagevorgang durch Pläne und genaue Beschreibungen eingehend ausgearbeitet werden muß, welche mit den Konstruktionszeichnungen dem Besteller zur Verfügung gestellt werden.

Für alle derartigen Brückenbauten wurde mit Rücksicht auf ihre einfache Beschaffenheit Bohlenabdeckung der Fahrbahn vorgesehen; soweit der Querträgerabstand dies gestattete, wurden auch für die Längsträger Holzbalken gewählt, da sich hierdurch die Fahrbahndecke auf dem Stahltragwerk einfacher befestigen ließ. Im übrigen waren die Wünsche und Ansichten der Besteller hinsichtlich der allgemeinen Anordnung sehr verschieden, wie die nachstehend beschriebenen Ausführungen zeigen:

Brücke von 115,80 m Stützweite. Angefragt war eine Brücke für Mittelamerika mit folgenden Daten: „Die Stützweite der Brücke beträgt 380 Fuß = 115,80 m, die lichte Breite 3,5 m. In der Fahrbahnmitte soll die Brücke einen Schienenstrang von 30 engl. Zoll Spurweite aufnehmen, dessen Schienen etwa 6 kg/m wiegen; die Abdeckung der Fahrbahn erfolgt durch 6 cm starke Bohlen. Als Verkehrslast kommen Bananenwagen in Betracht, die eine Breite und Höhe von je 2,5 m und einen Achsenabstand von 1,3 m haben. Die Nutzlast aus diesen Wagen beträgt insgesamt 4000 kg, alternativ 5000 kg. Bei der Konstruktion ist darauf Rücksicht zu nehmen, daß die Brücke möglichst billig wird und die Montage in einfachster Art an Ort und Stelle durch Neger vorgenommen werden kann".

Der Auftrag wurde gegen scharfe englische und andere Konkurrenz im Jahre 1925 durch die obengenannte Firma zu einem garantierten Gesamtgewicht von nur 85 t hereingeholt, nachdem verschiedene Untersuchungen über das günstigste System vorgenommen waren.

Abb. 3. Lastenzug für die Brücke Abb. 2.

Im Verlauf der Unterhandlungen, die vor Erteilung des Auftrages gepflogen wurden, konnten genauere Daten über die Nutzlast in Erfahrung gebracht werden. Danach war die Brücke nicht für eine Einzellast von 4000 bezw. 5000 kg, sondern für den in Abb. 3 dargestellten Lastenzug zu berechnen. Damit keine weiteren Zusatzlasten aus Menschen- oder Tierverkehr auftreten und infolge der Länge der Brücke erhebliche Überbeanspruchungen hervorrufen können, wurde von der Abdeckung der Fahrbahn mit Bohlen abgesehen. Der Winddruck wurde zu 75 kg/m² bei belasteter und zu 150 kg/m² bei unbelasteter Brücke angenommen. Als zulässige Beanspruchungen wurden gewählt: Für Eigengewicht und Nutzlast 1200 kg/cm² bei vierfacher Knicksicherheit, für Eigengewicht, Nutzlast und Wind 1600 kg/cm² bei dreifacher Knicksicherheit und für ausschließliche Windbelastung 1400 kg/cm² bei ebenfalls dreifacher Knicksicherheit.

Als günstigstes System der Brücke wurde das in der Übersichtszeichnung (Abb. 2a) dargestellte Netzwerk festgestellt. Die Hauptträger sind Halbparabelträger mit 20 Feldern von je 5,79 m Länge, während die

Abb. 4. Montageaufnahme der Brücke Abb. 2.

Querträger in je $\frac{5,79}{2}$ m Abstand liegen. Von der Anordnung eines Zwischensystems konnte infolge dieser Unterteilung Abstand genommen werden, da die biegungsfeste Ausbildung des Untergurts wegen der großen Windzusatzkräfte bei unbelasteter Brücke kein wesentliches Mehrgewicht brachte und die Konstruktion und Montage erheblich vereinfachte. Nähere Einzelheiten der konstruktiven Durchbildung sind aus Abb. 2b zu ersehen.

Der Untergurt bestand durchweg aus 2 ⊏ 30; für den Obergurt wurden ebenfalls 2 ⊏-Eisen gewählt, deren Profil jedoch den Stabkräften entsprechend abgestuft wurde. Sämtliche Pfosten wurden aus ⊏ 14 gebildet und die erforderliche Knicksicherheit durch Anordnung von Querverbänden erreicht. Die Querschnitte der Schrägen wurden aus zwei Winkeleisen zusammengesetzt. Mit Rücksicht auf den geringen Querträgerabstand konnten die Längsträger in Holz ausgeführt werden.

Die Montage erfolgte auf einem festen Gerüst ohne jede Schwierigkeit mit den an der Baustelle zur Verfügung stehenden Hilfskräften. Abb. 4 zeigt den halbfertigen Überbau inmitten der Bananenfelder Zentralamerikas.

Brücke von 41,0 m Stützweite. Bei Übermittlung der Anfrage auf diese Brücke war außer der Stützweite nur der Bestimmungszweck als Fußgängerbrücke angegeben. Bestimmtere Angaben über die Stärke des eventuellen Verkehrs sowie über die Breite der Brücke konnten nicht gemacht werden.

Es wurde daher ein Angebot dahingehend ausgearbeitet, daß entsprechend den deutschen Verhältnissen eine Nutzlast von 350 kg/m² in Rechnung gestellt und eine lichte Breite von rd. 2,0 m gewählt wurde. Als größte Spannung wurden durchweg $\sigma = 1000$ kg/cm² zugelassen und nur ein Unterschied für die Druckstäbe insofern gemacht, als die Knicksicherheit für die Glieder der Hauptträger mindestens vierfach, für die der Windverbände mindestens dreifach sein mußte.

Vor Erteilung des Auftrages wurde noch eine Abänderung dahingehend vereinbart, daß die Brücke statt einer Breite von 2,0 m eine solche von 3,0 m erhalten sollte; mit der eingesetzten Nutzlast war der Auftraggeber einverstanden.

Die Brücke war wie die vorige für Mittelamerika bestimmt und wurde im Jahre 1926 gebaut. Das Gesamtgewicht betrug 33,5 t einschließlich der Lager. Die Wahl des Systems und die konstruktive Durchbildung erfolgte in Anlehnung an eine im Jahre 1909 ebenfalls für das Ausland gelieferte Fußgängerbrücke von 48,0 m Stützweite.

Das System ist ein Trapez von 3,64 m Höhe und besteht aus 14 Feldern von je 2,93 m Länge. Infolge des geringen Querträgerabstandes konnten außer dem hölzernen Bohlenbelag auch die Längsträger in Holz ausgeführt werden. Die Hauptträger sind einwandig. Die Gurte haben ⊤-förmigen Querschnitt und bestehen aus zwei Winkeleisen 120 · 120 · 11 und einem Stehblech 400 · 15 bezw. 450 · 15. Die Höhe des Stehbleches ist so bestimmt, daß die Schrägen ohne Knotenbleche an die Gurte angeschlossen werden können. Zur Aussteifung der Hauptträger ist ein durchgehender oberer und unterer Windverband angeordnet.

Zwei Hängebrücken von 23,0 und 46,0 m Stützweite. Als weitere Beispiele von Brücken leichterer Bauart sind nachstehend noch zwei Hängebrücken beschrieben, die die Firma Hilgers in den Jahren 1926 und 1928 nach Südamerika lieferte.

Abb. 7. Querschnitt und Einzelheiten der Brücke Abb. 6.

Bei beiden Bauwerken waren annähernd die gleichen Bedingungen gestellt, indem für die angegebenen Stützweiten von 23,0 m bezw. 46,0 m eine 3,5 m breite Hängebrücke gefordert wurde, die an jeder beliebigen Stelle eine Tragfähigkeit von 8 t besitzen sollte.

Die kleinere Brücke, welche im Jahre 1926 gebaut wurde, ist für einen Lastkraftwagen von 8 t Gewicht, welches sich aus 2 t für die Vorder- und 6 t für die Hinterachsen zusammensetzt, berechnet. Der Abstand der Achsen des Wagens beträgt 3,0 m. Wegen der geringen Stützweite brauchten keine Streckenlasten als weitere Nutzlasten eingeführt zu werden.

Als größte Spannung wurden 1000 kg/cm² zugelassen und für die Hängegurtung eine vierfache Sicherheit eingesetzt.

Abb. 5 zeigt das System dieser Brücke. Die Stützweite ist in 16 Felder zu je 1,4375 m eingeteilt, so daß für die Längsträger noch Holzbalken ausreichend waren. Für die Querträger sind I 28 gewählt. Der Versteifungsträger ist ein Parallelträger von 1,60 m Höhe, welche sich aus der Forderung ergibt, daß die obere Gurtung gleichzeitig den Holm eines Geländers ersetzen sollte. Die Aussteifung des Druckgurtes erfolgt dadurch, daß an diesem in jedem zweiten Knotenpunkt die Hängestangen angreifen und deren Zugkraft dem Bestreben des Gurtes, auszuknicken, entgegenwirkt. Unter der Fahrbahn ist zur Aufnahme der Windkräfte ein durchgehender Verband angeordnet.

Der Versteifungsträger ist an der Hängegurtung durch Flacheisen aufgehängt, welche oben und unten gelenkig

Abb. 5. Hängebrücke von 23 m Stützweite und 3,50 m lichter Fahrbahnbreite.

Abb. 6. Hängebrücke von 46 m Stützweite und 3,50 m lichter Fahrbahnbreite.

gelagert durch Schellen befestigt sind. Für die Hängegurtung selbst ist je ein Kabel aus verzinktem Patent-Gußstahldraht von 130 kg/mm² Bruchfestigkeit vorgesehen. Die Lieferung dieser Kabel erfolgte durch die Firma Felten & Guilleaume in Köln-Mülheim, welche auch das genaue Ablängen und Vergießen der Köpfe besorgte.

Zur Aufnahme der Zugkraft wurden die Kabel in Betonklötzen derart verankert, daß ein Nachspannen ohne weiteres vorgenommen werden kann, mußte doch auch bei dieser Brücke auf einfachste Handhabung bei der Aufstellung Rücksicht genommen werden.

Im Verhältnis zu ihrer geringen Stützweite hat die Brücke aus dem vorgenannten Grunde einen ziemlich hohen Versteifungsträger erhalten, der für das ganze Bauwerk etwas unproportional wirkt. Es mag aber erwähnt werden, daß der Besteller für diese Lieferung seine höchste Anerkennung ausgesprochen hat und besonders die große Steifigkeit der Brücke lobte. Das Gewicht der gesamten Stahllieferung betrug 11,4 t.

Die zweite Hängebrücke, welche — im laufenden Jahre — ebenfalls für Südamerika geliefert wurde, hat eine der oben beschriebenen Ausführung ähnliche Form. Auch die Belastungsangaben bei Übermittlung der Anfrage waren, wie bereits erwähnt, die gleichen. Da aus den eingangs erörterten Gründen an Stelle des Kraftwagens auch eine gleichmäßig verteilte Last auftreten konnte, so mußte dieser infolge der größeren Stützweite hier Rechnung getragen werden. Es wurde daher die Brücke außer für den 8-t-Lastkraftwagen auch für eine Nutzlast von 100 kg/m² berechnet und die Querschnitte nach der größeren Stabkraft bemessen.

Während bei der eben besprochenen kleineren Hängebrücke der Einfluß des Windes nur eine untergeordnete Rolle spielte, mußten bei der größeren Brücke die Windkräfte berücksichtigt werden. Als Windfläche wurde daher außer der Konstruktion ein Verkehrsband von 2 m Höhe in die Rechnung eingeführt. Als Beanspruchung wurde zugelassen:

für ständige Last und Verkehrslast $\sigma = 1000$ kg/cm²
„ vorige Lasten und Temperatur $\sigma = 1200$ „
„ alle Lasten einschl. Wind $\sigma = 1400$ „

Für das Kabel wurde eine dreifache Bruchsicherheit festgesetzt.

Eine Übersicht der Brücke gibt Abb. 6. Auch hier sind wegen der kleinen Feldweiten als Längsträger Holzbalken gewählt. Unterschiede gegen die Brücke Abb. 5 zeigen die Hängestangen und die Verankerung in den Widerlagern, indem diese Teile etwas einfacher ausgebildet wurden. Dafür bedingten die Anker allerdings ein genaueres Verlegen, damit sie nicht auf Biegung beansprucht werden. Da die Brücke eine etwa 60 m tiefe Schlucht überspannte, wurde die Montage in folgender Weise angegeben und dafür genaue Pläne ausgearbeitet:

Das Kabel wird zunächst auf dem Grunde der im allgemeinen gut zugänglichen Schlucht ausgestreckt damit daran in genau festgelegten Abständen, welche mit Rücksicht auf ein späteres Recken des Kabels errechnet wurden, die Hängestangen befestigt werden können. Sodann wird das Kabel von beiden Uferrändern aus an jedem Ende emporgezogen und über die inzwischen aufgestellten Portale gelegt. Mit Hilfe eines kleinen Schwenkmastes wird nun der Hauptträger in einzelnen Teilen von etwa 7,6 m Länge vorgebaut und sofort an den Kabeln aufgehängt. Durch den nun folgenden Einbau der Querträger erhält man eine sichere Unterlage, auf der der Schwenkmast für die weitere Montage vorgerückt werden kann. Irgend eine Beanstandung über die inzwischen erfolgte Montage hat sich nicht herausgestellt. — Die gesamte Stahllieferung für diese Brücke einschl. der Kabel betrug 20,6 t.

Verschiedenes.

Die erste geschweißte Eisenbahnfachwerkbrücke. Bei den Chicopee-Fällen in Massachusetts ist die erste Eisenbahnbrücke mit lichtbogengeschweißten Verbindungen dem Verkehr übergeben worden. Außer einigen Montagebolzen enthält diese kleine, 41 m weitgespannte Kanalbrücke keinerlei Schrauben- oder Nietverbindungen. Die allgemeine Anordnung geht aus den Abb. 1 u. 2 hervor. Nach einem Bericht im Engineering News Record vom 26. Juli 1928 wurde für die geschweißte Konstruktion nur etwa zwei Drittel derjenigen Stahlmenge verbraucht, die eine genietete Brücke erfordert hätte, und zwar durch Ersparnisse an Knotenblechen und Decklaschen, durch Vermeidung der Löcher in den Zuggliedern und infolge der kontinuierlich ausgebildeten Fahrbahnlängsträger. Die Gesamtkonstruktion erforderte ungefähr 78 t Stahl. Für die geschweißte Konstruktion sind grundsätzlich an Stelle zusammengesetzter Querschnitte Walzprofile verwendet worden. Beachtenswert erscheint, daß, das niedrigste Angebot für den genieteten Überbau 19 000 Dollar, für den geschweißten nur 15 000 Dollar betrug. Im einzelnen ist zu bemerken, daß — wie zahlreiche Versuche ergeben haben, — für die dort erstmalig verwendeten Schlitzschweißnähte eine höhere und für die Stirn- und Flankenschweißnähte eine niedrigere Spannung zugelassen werden kann. Die zulässigen Spannungen in den Stirnschweißungen ergaben sich zu 910 kg/cm² für Zug, 1120 kg/cm² für Druck und 630 kg/cm² für Scherbeanspruchungen; in den Schlitzschweißnähten betrug die zulässige Scherspannung bei rd. 1,25 cm Schlitzweite 890 kg je lfd. cm, bei den Flankenschweißnähten von rd. 1 cm Breite 445 kg je lfd. cm.

Abb. 1 a.

Abb. 1 b.

Abb. 1 a u. b. Allgemeine Anordnung.

Abb. 2. Innenansicht während des Baues.

Die Hauptträger setzen sich fast ausnahmslos aus 25,4 cm hohen Breitflanschträgern zusammen, nur einige Pfosten wurden aus I-Trägern gebildet. Die Querträger sind 53,3 cm hohe Breitflanschträger mit Decklaschen, die Längsträger 30,5 cm hohe I-Träger, die, wie aus den in Abb. 3 dargestellten geschweißten Verbindungsstellen hervorgeht, kontinuierlich an die Querträger angeschlossen sind. Die geringste zulässige Materialdicke beträgt 1 cm.

Abb. 3. Anschluß der Längsträger am Querträger.

Es wurden die verschiedensten Schweißverbindungen angewendet. Bemerkenswert sind die den Nietverbindungen nachgebildeten Knotenpunktanschlüsse, bei denen an Stelle der Nietreihen Schweißschlitze vorgesehen (vergl. Abb. 4 u. 5) sind. Wichtig ist, daß die Knoten-

bleche nur etwa ein Viertel so groß zu sein brauchten wie bei Nietverbindungen, und daß bei weniger wichtigen Verbindungen sie sogar ganz fortgelassen werden konnten. Bei jeder Stirnschweißung, gleichgültig ob für Druck- oder Zugbeanspruchung, wurden die zusammenstoßenden Glieder unter 45° nach der Außenseite hin abgeschrägt. Die Untergurtstöße sind durch Stirnschweißungen unter Zuhilfenahme von Decklaschen mit Flankenschweißung angeschlossen.

Abb. 4. Obergurtknotenpunkt O_5.

Bedenklich erscheint, daß nach achttägigem Betriebe eine Untergurtverbindung infolge zu starker örtlicher Abkühlung einen Riß erhielt. Der amerikanische Berichterstatter gibt zwar als Grund an, daß die Seitenlaschen fehlerhafter Weise zuerst angeschweißt wurden, und die Stirnschweißung, die später nachgeholt wurde, bei ihrer Abkühlung die beiden Anschlußglieder nicht näher aneinanderrücken konnte. Die sich daraus ergebende Zugspannung soll nach mehrmaliger Belastung durch den Verkehr den Riß hervorgerufen haben. Der Riß wurde durch Ausbohren, Aussägen und Ausschweißen ausgebessert. Merkwürdigerweise sind sämtliche Schweißverbindungen so ausgebildet worden, daß sie nur 75 % des Anschlußstabquerschnitts ausmachten. Irgendwelche weiteren Mängel haben sich aber bisher nicht gezeigt, so daß ein Nachteil für Stumpfschweißung hieraus nicht abgeleitet werden kann. Nach Ansicht des amerikanischen Berichterstatters erfordern die Stumpfschweißnähte größere Sorgfalt als die Flanken- und Schlitzschweißung. Auch muß die Stumpfschweißung bei Dicken von mehr als 1 cm in nacheinanderfolgenden Lagen hergestellt werden; sie ist daher einer sorgfältigen Kontrolle nach ihrer Herstellung weniger zugänglich. Bei Druckverbindungen spielt die Art der Herstellung keine so große Rolle, so daß ein Kostenvergleich mit Stirnschweißungen hier infolge der höheren zulässigen Spannungen günstiger als bei Zugverbindungen ausfällt. Aus der beigefügten Übersicht gehen der Verbrauch an Schweißgutmengen und Arbeitsstunden hervor.

Abb. 5. Untergurtknotenpunkt U_3. Innenansicht.

	In der Werkstatt	Auf der Baustelle	Insgesamt
Bei 1 cm breiten Flankenschweißnähten	94 lfd. m	171 lfd. m	265 lfd. m
Bei Stumpf- und Schlitzschweißnähten	0,0014 m³	0,0072 m³	0,0086 m³
Insgesamt	0,0056 m³	0,0130 m³	0,0186 m³
Verbrauchte Arbeitsstunden	132	502	634

Die Brücke bildet jedenfalls einen beachtenswerten Merkstein in der Technik des Brückenbaus. Dr. R. Bhd.

Die Wagenhalle der Dortmunder Straßenbahn, die wir als eine Ergänzung der in Heft 7 des „Stahlbau"[1]) veröffentlichten Mitteilungen über bemerkenswerte Stahlbauten gleicher Zweckbestimmung in Abb. 1 und 2 bringen, ist 1925 von der Firma C. H. Jucho gebaut. Sie besteht aus drei Schiffen von 75 m Länge und 24,51 bezw. 24,62 m Breite. Die Binder wurden auf den Oberlichtern angeordnet, um einen möglichst geringen Raum für die Beheizung zu erhalten.

Abb. 1. Querschnitt.

Abb. 2. Innenansicht.

Das Stahltragwerk der drei Hallenschiffe konnte nicht in einem ununterbrochenen Arbeitsgang aufgestellt werden, da sich auf derselben Stelle die alte Halle befand, welche bis zur Fertigstellung der neuen in Betrieb gehalten werden mußte. Dank des vorbildlichen Ineinandergreifens von Werkstatt- und Montagearbeit ging die Aufstellung nacheinander, zwar mit längeren Unterbrechungen und dem jeweiligen Fortschritt der übrigen Arbeiten angepaßt, jedoch glatt und planmäßig von statten.

Es wurde das erste Schiff im Januar 1926,
„ zweite „ „ Juli 1926,
„ dritte „ „ Dezember 1926
fertiggestellt.

Die Außenwände sind in Ziegelmauerwerk ausgeführt, die Oberlichter mit kittloser Verglasung versehen.

[1]) Schmuckler: Hallenbauten in Stahl. „Der Stahlbau" 1928, Heft 6 und 7.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des ersten Jahrganges „Der Stahlbau" 7,50 R.-M. und Postgeld

1. Jahrgang | BERLIN, 30. November 1928 | Heft 18

Kesselhaus für das Großkraftwerk Gersteinwerk der Vereinigten Elektrizitätswerke Westfalen in Dortmund.

Von Oberingenieur **Anton Müller**, Düsseldorf.

Das im Anfang dieses Jahres aufgestellte Kesselhaus für das Großkraftwerk Gersteinwerk der Vereinigten Elektrizitätswerke Westfalen in Dortmund ist ein Industrie-Stahlbau von bemerkenswertem Umfang. Über die Gesamtanlage — auch in betriebstechnischer Beziehung — enthält ein Sonderdruck der A.E.G.-Mitteilungen nähere Angaben: Im folgenden soll über Aufstellung und Zusammenbau des stählernen Tragwerks berichtet werden. Sie stellten bei diesem Bauwerk eine Aufgabe von ungewöhnlicher Schwierigkeit dar wegen der Kürze der zur Verfügung gestellten Bauzeit, des Gewichts und der Menge der dabei einzubauenden Konstruktionsteile sowie der weitgehenden Berücksichtigung anderer gleichzeitig auszuführender Bauarbeiten.

Bei der Wahl der Montageeinrichtung waren folgende Bedingungen zu erfüllen:

1. mußte die Aufstellung des gesamten Haupttragwerks von 3600 t Gewicht bei hoher Konventionalstrafe in höchstens 6 Wochen fertiggestellt werden, damit für den stets zeitraubenden Einbau der Kessel genügend Zeit zur Verfügung blieb;
2. durften während der Aufstellung des stählernen Tragwerks die umfangreichen Gründungsarbeiten, die u. a. des anstehenden Fließsandes wegen das Rammen von eisernen Spundbohlen erforderten, nicht gestört werden;
3. mußte die Möglichkeit bestehen, nach der Montage der Haupttragwerksteile den Einbau der übrigen Gebäudeteile leicht und ohne Behinderung des Kesseleinbaues vorzunehmen.

Um alle diese Bedingungen zu erfüllen, entschloß sich die ausführende Firma dazu, die Montage mit einem neu zu beschaffenden Portalkran großer Abmessungen vorzunehmen, welcher den gesamten Gebäudequerschnitt bestreichen konnte.

Mit diesem Gerät sowie dank der weiteren großzügigen Einrichtung der gesamten Baustelle und durch geschickte Anordnung der Konstruktion selbst ist es dann — wie im folgenden näher ausgeführt sei — gelungen, die vertragliche Bauzeit noch um eine Woche abzukürzen, also die Aufstellung des Haupttragwerks von 3600 t bereits in 5 Wochen zu erledigen.

Abb. 1. System der Stahlkonstruktion.

Abb. 2. Montage- und Entladekran in Vorder- und Seitenansicht.

Die Hauptabmessungen und das System des Gebäudes zeigt Abb. 1. Die Ausbildung des Tragwerks erfolgte mit Rücksicht auf die großen Lasten und die zur Verfügung stehenden geringen Bauhöhen in Vollwandkonstruktion. Die Einzelheiten und Abmessungen des Montagegerätes zeigen Abb. 2 u. 3. Der Antrieb zum Heben und Senken der Last sowie zum Verfahren der Katze und des Krans geschieht elektrisch. Die Tragfähigkeit des Krans beträgt 20 t, seine Konstruktion ist so durchgebildet, daß auch kleinere Stützweiten und Höhen leicht hergestellt werden können. Die Katze kann Lasten bis zu 25 t fördern.

Für die Entladung der täglich einlaufenden 6 bis 10 Eisenladungen wurde ein kleinerer Portalkran von 17 m Stützweite und 20 t Hubkraft aufgestellt. Auch bei ihm werden sämtliche Bewegungen mittels elektrischer Kraft bewerkstelligt. Die

Abb. 3. Montagebeginn. Aufstellung der Krane.

Abb. 5. Stand der Arbeiten am 2. März 1928.

Abb. 6. Stand der Arbeiten am 17. März 1928.

Einzelheiten auch dieses Gerätes sind auf Abb. 2 u. 3 ersichtlich. Über die Einrichtung der Baustelle gibt Abb. 4 Aufschluß: Das Baugleis wurde an der nördlichen Längswandseite des Kesselhauses entlanggeführt, wo auch der Lagerplatz angeordnet war. Der Verladekran konnte den gesamten Lagerplatz bestreichen. Senkrecht zum Baugleis wurde in jedem Binderfeld eine zum Teil klappbare Gleisbrücke angeordnet, welche bis in den Bereich des Montagekrans führte. Die zur Aufstellung bestimmten Teile wurden mittels des Verladekrans auf eine Lore gehoben, die auf der Gleisbrücke verkehrte und unter den Montagekran gefahren werden konnte.

Für die betriebsfertige Aufstellung des großen Portalkrans wurden etwa 4 Wochen benötigt.

Die nachstehend wiedergegebenen Abbildungen zeigen den Fortgang der am 1. März 1928 begonnenen Montagearbeiten, und zwar gibt Abb. 5 den Stand der Arbeiten am 2. März und den Einbau des Oberteiles der unteren Eckportalstütze wieder. Das montierte Gewicht beträgt hier 420 t. Nachdem am 7. März — also nur fünf Tage später — bereits 860 t der Stahlkonstruktion eingebaut waren, war am 17. März, dem Tage der in Abb. 6 dargestellten Bauaufnahme, die Aufstellung von 1780 t geleistet. Abb. 7 zeigt den Stand der Arbeiten am 28. März — montiertes Gewicht etwa 2750 t —, Abb. 8 den Stand der Arbeiten am 11. April, an welchem Tage insgesamt etwa 3750 t montiert waren. Dieses Bild zeigt auch den Stand der Kesselmontage, und man sieht im ersten Feld die am Tragwerk des Daches aufgehängten Kesseltrommeln.

Abb. 4. Übersichtsplan der Baustelleneinrichtung.

Über die Konstruktion des Kesselhauses sind noch die folgenden Einzelheiten bemerkenswert:

Die Kessel lagern auf Stahltragrosten, welche wiederum auf Stahlstützen ruhen. Die oberen Kesseltrommeln sind — wie schon gezeigt — an das Dach angehängt. Die Saugzuganlage sowie die zwei Kamine sind ebenfalls auf dem Dach gelagert. Die volle Höhe des Kamins beträgt 80 m, sein Durchmesser 4,5 m, das Gewicht einschl. der $^1/_2$ Stein starken Ausmauerung 430 t. Die Kamine stehen vollständig frei, ohne jede seitliche Abspannung, auf dem Dachaufbau in der Mitte des Kesselhauses. In dem mittleren Teil des Kesselhauses sind die Kohlenstaubbunker angebracht, welche jeder einen Fassungsraum von etwa 130 m^3 haben. Ihre Tragkonstruktion ist in Stahl ausgeführt, die Eisenbetonwände sind durch Stelzung in die Stahlträger eingespannt. Sämtliche Bühnen, mit Ausnahme der Bühne über dem Aschenkeller und der Bunkerdecke, sind mit Rücksicht auf gute Entlüftung und Lichtdurchlaß mit Stahlrosten abgedeckt.

Da das Gersteinwerk in unmittelbarer Nähe des Bergbaugebietes liegt, mußte ein System gewählt werden, das bei etwa eintretenden Senkungen eine Beschädigung der Gebäudekonstruktion möglichst ausschließt. Das System ist in Abb. 9 dargestellt, wo gleichzeitig auch die

Abb. 7. Stand der Arbeiten am 28. März 1928.

Abb. 10. Einzelheiten des Stahltragwerkes, Ausbildung der Anschlüsse.

Abb. 8. Stand der Arbeiten am 11. April 1928.

in Frage kommenden Lasten eingetragen sind. Das gesamte Tragwerk des Gebäudes besteht im Querschnitt aus zwei übereinanderstehenden Halbportalrahmen, deren Mittelstützen als Pendelstützen ausgebildet sind. Die horizontalen Windlasten auf Kamin und Gebäude werden durch Einschaltung des oberen Riegels auf die beiden Seitenportale übertragen (System einfach statisch unbestimmt). Der Vorteil dieser Anordnung liegt darin, daß die großen Lasten, die hauptsächlich in der Mitte des Gebäudes wirken, wie Kamin-, Bunker-, Kessel- und Bühnenlasten, von den Pendelstützen aufgenommen werden. Die geringen senkrechten Lasten entfallen auf die Seitenstützen, die aber gleichzeitig durch die Portalausbildung die Horizontalkräfte zu übertragen haben. Durch diese Lastenverteilung ergeben sich vorteilhafte, harmonische Querschnitte. Es war daher auch eine gute konstruktive Durchbildung möglich. Wie aus Abb. 1 hervorgeht, ist die Portalanordnung in der Längsrichtung des Gebäudes — und zwar bei den Mittel- und Außenreihen — genau so gewählt wie in der Querrichtung. Die Übertragung der horizontalen Kräfte erfolgt hier also in gleicher Weise.

Bei der Ausbildung des Tragwerks ist besondere Rücksicht darauf genommen, daß bei eintretenden Senkungen des Gebäudes eine Hebung auch einzelner Gebäudeteile leicht möglich wird: Sämtliche Stützenfüße der Gebäudekonstruktion sowie der Kesseltragroste sind daher so ausgebildet, daß die Anbringung hydraulischer Pressen zum Heben eines Gebäudeteiles ohne Schwierigkeiten möglich ist. Ferner wurde bei der gesamten Ausbildung auf eine einfache Montageweise Rücksicht genommen: Die Hauptteile erhielten Anschlüsse für die Anbringung von Schäkel mit Bolzen (Abb. 10). Schlups aus Drahtseilen und Ketten wurden möglichst vermieden. Ferner wurden mit Rücksicht auf den leichten Einbau der einzelnen Teile sämtliche Träger- und Stützenstöße als Universalstöße ausgebildet.

Die Gesamtbearbeitung des Objektes erfolgte durch die Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Die Ausführung des Bauwerks wurde den drei Firmen Dortmunder Brückenbau C. H. Jucho; Hein, Lehmann & Co. A.-G. Düsseldorf und Aug. Klönne gemeinschaftlich übertragen. Die erforderlichen konstruktiven Arbeiten wurden in einem von den drei Firmen für diesen Zweck gemeinschaftlich zusammengestellten Bureau erledigt. Die Werke Dortmunder Brückenbau C. H. Jucho und Aug. Klönne übernahmen die Lieferung von je 1550 t; der Rest wurde von Hein, Lehmann & Co. geliefert, diesem Werk fiel auch die Ausführung der Montage zu.

Abb. 9. Querschnitts- und Lastenschema.

Bemerkenswerte Blechträgerbrücken.

Von Dipl.-Ing. **Harry Gottfeldt**, Berlin.

Die Ausbildung normaler vollwandiger Eisenbahnbrücken mit offener Fahrbahn lehnt sich noch heute eng an die bereits in den Jahren 1911 bis 1913 aufgestellten „Musterentwürfe" der damaligen preußischen Eisenbahnverwaltung an. Bei ausreichender Bauhöhe besteht die Brücke nur aus den beiden durch wagerechte und senkrechte Verbände miteinander verbundenen Hauptträgern, auf denen unmittelbar die hölzernen Querschwellen aufruhen. Bei beschränkter Bauhöhe ruhen die Schwellen auf einem System von Längs- und Querträgern. Im folgenden sollen einige in letzter Zeit durch die Steffens & Nölle A.-G. in Berlin-Tempelhof ausgeführte Blechträgerbrücken vorgeführt werden, die eine Reihe bemerkenswerter Eigentümlichkeiten hinsichtlich der Ausführung, der Aufstellung und sonstiger Einzelheiten bieten.

Die in Abb. 1 u. 2 wiedergegebene Brücke über den Landwehrkanal vor dem Anhalter Bahnhof zu Berlin entspricht in ihrer konstruktiven Durchbildung völlig dem vorerwähnten Typ mit unbeschränkter Bauhöhe. Die Brücke besteht aus vier nebeneinanderliegenden eingleisigen Überbauten in 4 m Achsabstand mit 24 m Stützweite, 2 m Hauptträgerabstand und 1,9 m Stehblechhöhe, die als Ersatz für die aus Abb. 2 ebenfalls erkennbaren alten Fachwerk-Dreigelenkbogen dienen. Umfangreiche Untersuchungen waren jedoch vor Beginn der Arbeiten hinsichtlich der gemauerten Pfeiler erforderlich, deren statische Verhältnisse durch den Fortfall des Bogenschubes und die Erhöhung der Verkehrslasten völlig geändert wurden. Dazu kam, daß gleichzeitig die anschließenden Ueberbauten über den beiderseitigen Uferstraßen verstärkt wurden, und daß sich hierbei herausstellte, daß die Bremskräfte dieser Überbauten von den seinerzeit sehr sparsam ausgebildeten Endwiderlagern nicht aufgenommen werden konnten. Die Bremskräfte des im ganzen 87,2 m langen Brückenzuges waren daher auf die beiden auf Abb. 1 u. 2 sichtbaren Gewölbe zu bringen. Um unter Berücksichtigung dieser Verhältnisse eine möglichst günstige Beanspruchung des Mauerwerks und des Baugrundes zu erzielen, wurden auf Vorschlag des Verfassers folgende Maßnahmen getroffen:

Die Gewölbe wurden durch Entlastungsträger überbrückt und das vorhandene Schotterbrett entfernt, um den Gewölbeschub nach Möglichkeit zu verringern. Die seitlichen Gelenkträgerüberbauten, deren Auflagerdruck zur Aufnahme der Bremskräfte nicht ausreichte, wurden bei *a* durch wagerecht liegende Verbände an die vorgenannten Entlastungsträger angehängt. Letztere erhielten in der Mitte nach beiden Richtungen wirkende Kontakte *b*, die sich gegen im Gewölbescheitel eingebaute Bremsböcke lehnen, wodurch zugleich eine gleichmäßigere Verteilung der Bremskräfte auf die beiden Pfeiler des Gewölbes erreicht wurde. Die Auflager der neuen Blechträgerüberbauten wurden möglichst weit — und zwar um 1,2 m — von Vorderkante Pfeiler zurückverlegt und erhielten eine Neigung von 1 : 7, um die Richtung der neuen Resultierenden nach Möglichkeit der von dem alten Dreigelenkbogen erzeugten anzupassen. Diese Maßnahme war seinerzeit stark umstritten, jedoch ist es offenbar, daß ein gut unterhaltenes Zweirollenlager die Auflagerreaktion, abgesehen von der geringen rollenden Reibung, senkrecht zur Rollbahn weiterleitet. Auch die mit der Schiefstellung verbundene senkrechte Auf- und Abwärtsbewegung dürfte zu Bedenken keinen Anlaß geben, da die Größe derselben infolge voller Verkehrslast nur etwa 2 mm, infolge Temperaturveränderung etwa 1 mm beträgt. Die Neigung der Schiene über dem Auflager würde also bei Einstellung des Lagers auf einen Mittelwert bei einer Schwellenentfernung von 60 cm im ungünstigsten Falle etwa $^1/_{400}$ betragen. Schließlich wurden die festen Auflager der vier neuen Ueberbauten zwecks besserer Verteilung der Bremskräfte abwechselnd auf dem nördlichen und dem südlichen Pfeiler angeordnet.

Durch alle diese Maßnahmen gelang es, die Beanspruchung des Mauerwerks und des Baugrundes auf ein erträgliches Maß herabzudrücken; es liegt hier ein treffendes Beispiel vor, wie durch geeignete bauliche Maßnahmen ein noch in gutem Zustande befindlicher Pfeiler vor dem Abbruch bewahrt werden kann. Die Montage der Brücken wurde dadurch erleichtert, daß der Betrieb vorübergehend auf drei Gleisen durchgeführt werden konnte. Die einzelnen Überbauten mit einem Gewicht von 46 t wurden vollständig zusammengesetzt auf dem Bahnwege über die auszubauende Brücke gefahren und dann mittels der auf Abb. 2 sichtbaren Böcke so weit angehoben, daß der Wagen darunter fortgefahren werden konnte. Die Böcke konnten, dank dem Gleisabstande von 4 m, gerade noch zwischen den Lichtraumprofilen der Nachbargleise untergebracht werden. Die alte Brücke wurde an die neue Brücke angehängt, in ver-

a Verbindung der beiden Brücken zur Überleitung der Bremskräfte. — *b* Kontakte zur Aufnahme der Bremskräfte. — *c* Feste Lager abwechselnd auf diesem und dem gegenüberliegenden Pfeiler.

Abb. 1. Längsansicht.

Abb. 1 u. 2. Brücke über den Landwehrkanal vor dem Anhalter Bahnhof in Berlin.

Abb. 2. Versetzen der Überbauten.

Abb. 4a. Längsansicht und Querschnitt.

„*a*" Buckelbleche bis zum ersten geraden Querträger.

Abb. 4b. Grundriß.

Abb. 4a u. b. Lubbesbrücke der Strecke Frankfurt/Oder—Sommerfeld.

		Arbeitswoche	I. 12.1.–17.1.	II. 19.1.–24.1.	III. 26.1.–31.1.	IV. 2.2.–7.2.	V. 9.2.–14.2.	VI. 16.2.–21.2.	VII. 23.2.–28.2.	VIII. 2.3.–7.3.	IX. 9.3.–14.3.	X. 16.3.–21.3.	XI. 23.3.–28.3.
Vorarbeiten und Rüstungsbau	Einrichten der Baustelle												
	Rüstungsbau												
	Herrichten der Widerlager und Auflagerst.												
	Herrichten der Gewölbe f. d. Entlastungstr.												
Gleis 2	Verstärkung Gleis 2	im Betrieb											
		außer Betrieb											
	Landwehrkanal Gleis 2	Ausbau											
		Einbau											
Gleis 1	Verstärkung Gleis 1	im Betrieb											
		außer Betrieb											
	Landwehrkanal Gleis 1	Ausbau											
		Einbau											
Gleis 3	Verstärkung Gleis 3	im Betrieb											
		außer Betrieb											
	Landwehrkanal Gleis 3	Ausbau											
		Einbau											
Gleis 65	Verstärkung Gleis 65	im Betrieb											
		außer Betrieb											
	Landwehrkanal Gleis 65	Ausbau											
		Einbau											
	Sperrung der Gleise					2		1		3		65	

Abb. 3. Arbeitsplan für die Auswechslung der Brücke über den Landwehrkanal und die Verstärkung der Brücken über das Hallesche und Tempelhofer Ufer.

eine Lokomotive zur Verfügung, die jeweils einen neuen Überbau und einen leeren Wagen von einem Nebengleis neben die auszuwechselnde Brücke schaffte. Mit Hilfe des Kranes wurde die alte Brücke herausgehoben, auf den leeren Wagen niedergelassen und sogleich die neue eingesetzt. Die ganze Arbeit wurde fristgerecht in den obengenannten Zugpausen erledigt.

In konstruktiver Hinsicht bietet auch diese Brücke wenig Bemerkenswertes: Die Schwellen ruhen wegen der knappen Bauhöhe auf einem in üblicher Weise ausgebildeten Gerippe aus Längs- und Querträgern aus I 30 bezw. I 40. Die Längsträger sind als Träger auf zwei Stützen gerechnet, liegen mit O. K. Querträger bündig und sind oben durch kräftige Zuglaschen verbunden. Einige Schwierigkeiten ergaben sich nur daraus, daß die Brücken schief sind; die Hauptträger sind um 2,16 m gegeneinander versetzt. Über den mittleren Pfeilern sind keine eigentlichen schiefen Endquerträger vorgesehen, sondern nur Querverbindungen aus ⊏ 28. Das kurze Längsträgerstück ist konsolartig ausgebildet, das lange hat ein besonderes Auflager auf dem Pfeiler erhalten. An den Widerlagern ist ein schiefer Endquerträger angeordnet, da das letzte dreieckige Feld, um Schwierigkeiten bei der Schwellenausteilung zu vermeiden, mit Buckelplatten versehen wurde, so daß das Schotterbett über ein Schleppblech hinweg bis zum ersten geraden Querträger reicht (bei „a“ Abb. 4b).

Abb. 5b. Querschnitt.

Abb. 5c. Grundriß.

Abb. 5a. Längsansicht.

Abb. 5a bis c. Küddowbrücke bei Bahnhof Schneidemühl.

ladegerechte Teile zerschnitten und diese in bereitstehende Schuten herabgelassen. Alsdann konnte der neue Überbau mittels der erwähnten Böcke auf die bereits vorbereiteten neuen Auflager herabgelassen und dem Betrieb übergeben werden. Der Vorgang ist aus Abb. 2 zu ersehen. Das Ineinandergreifen der einzelnen Arbeiten gibt der Bauplan (Abb. 3) wieder.

Die in Abb. 4 schematisch dargestellte Lubbesbrücke der Strecke Frankfurt/Oder — Sommerfeld ist vor allem durch die äußerst geringe, für das Ausbauen der alten und das Einbringen der neuen Überbauten zur Verfügung stehende Zeit bemerkenswert. Diese Arbeit mußte für sämtliche sechs Brücken an einem Sonntag in der Zeit von 6 bis 12 Uhr und 3 bis 8 Uhr erledigt werden. Auch innerhalb dieser Zeiten mußte das jeweils gerade betriebsfähige Gleis noch mehrmals für durchkommende Züge geräumt werden. Es war daher eine im Verhältnis zu der Größe des ganzen Baues recht umfangreiche Baustelleneinrichtung erforderlich. Um die angegebenen Fristen einhalten zu können, wurde ein über beide Gleise hinweggreifender Portalkran mit einer Katze von 17 t Tragkraft — entsprechend dem Gesamtgewicht eines neuen Überbaues einschl. Oberbau, jedoch ohne Fußweg — errichtet. Die Laufbahn des Kranes, aus I P 40 bestehend, konnte auf den Pfeilervorköpfen aufgelagert werden, da die Pfeiler reichlich breit waren. Dies rührt daher, daß die erste, im Jahre 1877 errichtete Brücke eine Breite von etwa 7,5 m hatte, während der Abstand der äußeren Hauptträger des jetzigen Neubaues nur 6 m beträgt. Die Bewegung des Kranes, der Katze und das Heben der Last erfolgte von Hand; für die An- und Abfuhr stand

Der gleiche Bauvorgang, wie vorstehend geschildert, wurde auch für die $4 \cdot 3 = 12$ Überbauten der Küddowbrücke bei Bahnhof Schneidemühl angewendet (Abb. 5 bis 8). Die Last wurde hier auf zwei Traversen verteilt, wodurch das Anheben derselben gefahrloser vor sich gehen konnte; außerdem konnten leichtere Katzen verwendet werden und die Riegel des Portalkranes noch aus Walzträgern hergestellt werden (4 I P 50). Die Auflagerung der aus Blechträgern bestehenden Laufbahn bereitete hier insofern Umstände, als der aus dem Wasser hervorragende Teil des

Abb. 6 u. 7. Bauvorgang.

Abb. 8. Brückenquerschnitt.
Abb. 6 bis 8. Küddowbrücke bei Bahnhof Schneidemühl.

Pfeilers erstens ebenfalls zu erneuern war und außerdem auch keinen Platz geboten hätte. Der Unterbau der einzelnen Pfeiler wird jedoch von je drei annähernd bis zum Wasserspiegel reichenden, noch brauchbaren kreisrunden Senkbrunnen gebildet. Auf diesen fanden zu beiden Seiten der schmalen Pfeileroberteile Querträger I P $47^1/_2$ Platz, die weit genug vorkragten, um die Laufbahn aufzunehmen. Von den Querträgern dieser Laufbahn gingen Streben etwa zu den Viertelspunkten der Obergurte der Laufbahnträger, um diese gegen seitliches Ausweichen zu sichern. Die Montage erfolgte unter Sperrung jeweils eines Gleises.

Die aus dem Querschnitt Abb. 8 ersichtliche bauliche Ausbildung der Brücke weist eine Reihe von Eigentümlichkeiten auf: Die Schwellenanordnung erfolgte unabhängig von der vorherigen Festlegung derart, daß für die erste und letzte Schwelle jedes Überbaues an die Längsträger angenietete Schwellenwinkel vorgesehen wurden, während alle übrigen

Abb. 9a. Querschnitte.

Abb. 9b. Grundriß.

Abb. 10. Brückenquerschnitt.

Abb. 11. Auflagerung der Schwellen auf den Längsträgern.

Abb. 9 bis 11. Wegunterführung der Reichsbahn bei Stettin.

Schwellen frei auf den Längsträgern aufliegen und gegen die Endschwellen durch neben den Schienen einherlaufende Längsbalken festgelegt sind. Da die Längsträger erfahrungsgemäß dort, wo die Holzschwellen aufliegen, besonders stark dem Rost ausgesetzt sind, wurden dieselben mit einer oberen durchgehenden 10 mm starken, versenkt angenieteten Kopfplatte versehen, die

statisch nicht in Rechnung gestellt wurde. Die Längsträger ruhen auf den Querträgern auf und konnten daher kontinuierlich ausgebildet werden; jeweils nur in Brückenmitte befindet sich ein Stoß. Eine Gewichtsersparnis ist hiermit übrigens nicht verbunden, da die Verminderung des Widerstandsmomentes durch die Nietlöcher in der Zugzone über den Auflagern annähernd der Verringerung des Angriffsmomentes entspricht. Zwischen Längs- und Querträger ist eine Platte mit abgeschrägten Kanten eingeschaltet, um den Auflagerdruck des Längsträgers möglichst zentrisch zu übertragen. Außer vier Nieten zwischen Unterflansch des Längsträgers und Oberflansch des Querträgers sind die Längsträger in den Stegen auch noch an die Eckbleche angeschlossen, um eine Beanspruchung der zuerst erwähnten Nieten auf Zug zu verhindern. Ferner befindet sich über jedem Querträger eine Verbindung zwischen den Längsträgern, bestehend aus einem Profil ⊏ 18, das seinerseits in der Mitte nochmals gegen den Querträger festgelegt ist.

Ganz außergewöhnlich beschränkte Bau- und Konstruktionshöhen lagen bei einer Wegeunterführung im Bereich der Reichsbahndirektion Stettin vor. In Abb. 9a u. b ist im Querschnitt der alte, unzureichende Überbau, in Querschnitt und Grundriß der neue wiedergegeben. Die verfügbare Bauhöhe von O. K. Schiene bis U. K. Konstruktion betrug hier nur 443 mm. Ähnlich beschränkt waren die für die Höhe und Breite der Hauptträger — insbesondere des mittleren — verfügbaren Abmessungen. Da von dem üblichen und bewährten Querschwellenoberbau trotz dieser Sachlage nicht abgegangen werden sollte, ergab sich eine Reihe ungewöhnlicher Maßnahmen. Durch die Differenz zwischen Bauhöhe und Schienenhöhe war zunächst die zulässige Höhe des Querträgers von 300 mm bedingt; Nietköpfe wurden hierbei nicht berücksichtigt, da die Niete im Unterflansch, soweit vorhanden, zwecks Ersparnis an Bauhöhe versenkt wurden. Es wurde also ein I P 30 als Querträger gewählt und allein nach dessen Tragfähigkeit — nicht nach den sonst üblichen Gesichtspunkten — der Querträgerabstand bestimmt. Recht unangenehm gestaltete sich der Anschluß dieses niedrigen Profils an die Hauptträger, zumal die Höhe an der Anschlußstelle nur noch 211 mm beträgt: Da U. K. Querträger bündig mit dem untersten Nietkopf des Hauptträgers zu liegen hat, mußte man die Flanschen des Querträgers an der Anschlußstelle durch Winkeleisen ersetzen, die unten auf den Untergurt des Hauptträgers heraufgezogen wurden. Um genügend Anschlußlänge zu erhalten, wurden drei zusammengenietete Eckbleche angeordnet, von denen die beiden äußeren durch Schlitze des Querträgeroberflansches hindurch den Steg des letzteren fassen. Diese Art des Anschlusses konnte jedoch nicht an allen Punkten ausgeführt werden, da der Querträger dann als Balken auf drei Stützen gewirkt hätte. Abgesehen von der konstruktiven Schwierigkeit, das Stützmoment einwandfrei zu übertragen, zeigte sich auch, daß der mittlere Hauptträger die dann auftretende Mehrbelastung mit Rücksicht auf die verfügbare Breite und Höhe nicht mehr aufnehmen konnte; die Querträger mußten daher auf der einen Seite des mittleren Hauptträgers gelenkig angeschlossen werden. Die Druckübertragung erfolgt durch eine an die vorerwähnten drei Eckbleche angeschlossene 30 mm starke Knagge (Abb. 10). Die Querschwellen sollten auf den Unterflanschen der Längsträger ruhen. Diese erhielten daher den aus Abb. 11 ersichtlichen Querschnitt und ihre Flanschen sind — um Torsionsbeanspruchungen nach Möglichkeit zu vermeiden — mit denen der Querträger fest vernietet; außerdem wurde zwischen den oberen Flanschen der Längsträger und den Hauptträgern ein Verband angeordnet. Der Pfosten dieses Verbandes in Feldmitte besteht aus einem senkrechten ⊏-Profil, das auch den unteren Flansch des Längsträgers nochmals sichert. Diese Verbände dienen gleichzeitig zur Aufnahme der wagerechten Kräfte quer zur Brückenachse, da sich ein besonderer Windverband nicht mehr unterbringen ließ. Der mittlere Hauptträger weist

Abb. 12a. Längsansicht.

Abb. 12 bis 16.
Überführung der Vollring-Gütergleise auf Kreuzungsbahnhof „Ausstellung“ in Berlin-Charlottenburg.

Abb. 16. Querschnitt des Windverbandes.

Abb. 15. Ausbildung des Hauptträgergelenkes.

Abb. 12b. Querschnitt.

Abb. 13 u. 14. Aufnahmen des Arbeitsvorganges.

Abb. 17a. Längsansicht.

Abb. 17a bis d. Überführung auf Kreuzungsbahnhof „Ausstellung". Darstellung des Arbeitsvorganges.

$J = 22\,000\,000$ cm⁴ und $W = 121\,000$ cm³. Der weniger beanspruchte Kragträger hat den gleichen Querschnitt mit nur zwei Lamellen. Die größte Stehblechtafel hat eine Länge von 7,54 m, also ein Gewicht von 3,35 t. Gesamtstöße sind nur in der Mitte beider Hauptträger angeordnet. Die Enden der Hauptträger sind entgegen der in Deutschland üblichen Ausführung aus ästhetischen Gründen oben mit einem Radius von 700 mm abgerundet, da die Hauptträgerenden frei sichtbar bleiben.

Für die Querträger stand nur eine ziemlich beschränkte Bauhöhe zur Verfügung, so daß dieselben ebenfalls drei Kopfplatten bei einer Stehblechhöhe von 880 mm erhalten mußten; die Stützweite beträgt 9,0 m. Die oberste Kopfplatte erhielt die gleiche Stärke wie die Buckelbleche — 10 mm —, so daß die Buckelplatten in der Achse der Längsträger über die Querträger hinweg durch besondere Laschen verbunden werden konnten. Hierdurch werden die Ecken der Buckelbleche,

Abb. 17b. Schnitt *a—b*.

Abb. 17c. Schnitt *c—d*.

Abb. 17d. Schnitt *e—f*.

Gurtwinkel 160·160·15 und bis zu drei Kopfplatten 340·18 bei einer Stehblechhöhe von 1070 mm auf. Der Träger ist in das durch die Umgrenzung des lichten Raumes gegebene Profil scharf eingepaßt. In der obersten Kopfplatte mußten bereits Linsensenkniete vorgesehen werden, um eine Profilbeschränkung zu vermeiden. Wenn es demnach auch gelungen ist, dank der außerordentlichen Anpassungsfähigkeit des Baustahls allen Ansprüchen gerecht zu werden, so sei doch nachdrücklichst auf die mit einer derartigen Beschränkung der Bauhöhe verbundenen Nachteile hingewiesen. Abgesehen von den geschilderten konstruktiven Schwierigkeiten werden vor allem auch die Kosten des Bauwerkes nicht nur durch das gegenüber einer normalen Ausführung offenbar stark erhöhte Gewicht, sondern auch durch die weit umfangreichere Nietarbeit in der Werkstatt wie auf der Baustelle stark erhöht. Das Beispiel bietet somit eine Bestätigung des alten Grundsatzes, beim Entwurf eines Neubaues die Bauhöhe, die im vorliegenden Falle durch die vorhandenen und die daran anschließenden weiteren Überbauten bedingt war, möglichst reichlich zu wählen.

Zum Schluß ist in den Abb. 12 bis 16 ein durch seine recht erheblichen Belastungen und Abmessungen bemerkenswertes Bauwerk wiedergegeben. Es handelt sich um den neuen Kreuzungsbahnhof „Ausstellung" der Berliner Stadt- und Ringbahn, und zwar um die Überführung der Vollringgütergleise über die darunterliegenden beiden neuen Bahnsteige. Aus dieser Sachlage ergab sich die Notwendigkeit, die Brücke mit durchgehendem Schotterbett auf Buckelplatten auszurüsten und hieraus folgte weiter eine gesamte ständige Last von 6,0 t je lfd. m Hauptträger. Das größte Biegungsmoment tritt in dem eingehängten Träger auf und ist $M_{max} = M_g + \varphi\, M_p = 550 + 1650 = 2200$ tm.

Hierfür ist erforderlich ein Blechträger in St 48, bestehend aus einem Stehblech 2850·20, vier Gurtwinkeln 160·160·19 und je drei außerhalb der Gurtwinkel nochmals vernieteten Gurtplatten 540·20 mit

die bekanntlich besonders der Gefahr des Einreißens ausgesetzt sind, gut gesichert. Der Raum zwischen dem Randlängsträger und dem Hauptträger in einer Breite von 0,9 m ist mit Beton auf Flachblechen abgedeckt, um dem Bahnpersonal ein Beiseitetreten beim Vorüberfahren eines Zuges zu ermöglichen; als durchgehender Fußweg ist dieser Raum allerdings wegen der Eckbleche nicht zu benutzen. Die Oberfläche des Betons liegt tiefer als das Schotterbett, um ausreichende Kopfhöhe bis zum Flansch des Hauptträgers zu erzielen; in jedem Felde ist eine Entwässerungstülle eingebaut.

Das Hauptträgergelenk ist nach Abb. 15 ausgebildet; die beiderseitigen Querträger wurden so nahe wie möglich zusammengerückt, um den Gelenkpunkt in der Hauptträgeransicht nicht allzusehr zu betonen; es gelang, mit einem Abstand von 500 mm auszukommen. Allerdings mußten die betr. Querträger unsymmetrisch ausgebildet werden; der Untergurt erhielt eine Breite von nur 200 mm, um den dazwischenliegenden Raum zugänglich zu machen.

Das Pendelportal hat einen senkrechten Auflagerdruck

$$A_{max} = A_g + \varphi\, A_p = 180 + 460 = 640 \text{ t}$$

je Stiel zu übertragen, wozu infolge Winddrucks, zu dessen Aufnahme ein ebenso wie der Hauptträger als Gerberträger ausgebildeter Windverband angeordnet ist, ein Moment von 60 tm hinzukommt. Die Querschnittsausbildung des Stieles ist in Abb. 16 wiedergegeben; der Riegel hat gewöhnlichen Blechträgerquerschnitt.

Die Aufstellung (Abb. 17a bis d) erfolgte auf festem Gerüst mit Hilfe eines Portalkranes, und zwar wegen des darunter vor sich gehenden Verkehrs um 1,35 m oberhalb der endgültigen Lage. Alsdann wurde das gesamte Bauwerk, dessen Gesamtgewicht etwa 275 t (ohne die erst nachher eingebauten Buckelbleche usw.) betrug, und dessen schwerstes Einzelstück etwa 21 t wog, um das genannte Maß abgesenkt. Hierzu dienten sechs Pumpen, von denen je zwei an den Endquerträgern und an einem die Füße des Portals verbindenden Hilfsträger angriffen.

Die Formgebung stählerner Tragwerke für Leitungen zur Übertragung elektrischer Energie.[1]

Von Direktor Dipl.-Ing. **P. Sturzenegger**, Zürich.

Auf die Formgebung eines Tragwerkes sind Leiterbild, Höhe desselben über Erdscheibe und Funktion des Tragwerkes in der Leitung bestimmend. Bei Regelleitungen mit niedriger Spannung und kurzen Spannfeldern ist die Anwendung von Masten aus Breitflanschträgern oder Rohren (Mannesmannrohren) die wirtschaftlichste Lösung. Bei Hochspannungsleitungen bis zu 50 kV, die bereits in das Weitspannsystem eingreifen, sind der nach unten sich verbreiternde Ovalmast und der Streckmast System Jucho recht zweckmäßig. Sie treten innerhalb der genannten Grenzen in erfolgreichen Wettbewerb mit den Gittermasten, die im übrigen für die neuzeitlichen Hochspannungsanlagen des Weitspannsystems fast ausnahmslos zur Anwendung gelangen. Ein Nachteil der gewalzten Trägermaste wie der Rohrmaste ist bei größeren Höhen, wo ein Anlegen von Leitern aufhört, die glatte Oberfläche, welche das Besteigen der Maste bei Überholungen recht mühsam macht.

Die Gittermaste werden, solange die Festigkeitsverhältnisse, die Tragwerkhöhen, Grunderwerbskosten und Gründung es erlauben, als geschlossene Maste quadratischen oder ausnahmsweise rechteckigen Querschnittes bevorzugt. Erst wo diesen Bedingungen nicht mehr genügt werden kann, wird auf den gespreizten Mast mit Auflösung in vier Einzelfüße übergegangen. In ihrer konstruktiven Ausbildung werden die Gittermaste streng der statischen Funktion angepaßt.

Die große Mehrzahl der Tragwerke einer Übertragungsleitung sind Streckenmaste in der Eigenschaft von Trag-, Abspann-, Winkel- oder Abspannwinkelmasten, während ein weit kleinerer Teil von Masten für Sonderzwecke dient. Die nachfolgenden Abbildungen geben, nach der wachsenden Größe des Leiterbildes geordnet, eine Reihe solcher Tragwerke auf freier Strecke wieder:

[1]) Die Abbildungen sind entnommen aus dem Werke des Verfassers: „Maste und Funktürme aus Stahl", das demnächst im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, erscheinen wird.

Bei einfachen Wechselstromleitungen, wie sie zunächst bei Übertragungsleitungen elektrischer Bahnen vorkommen, greifen die beiden Leiter symmetrisch zum Mastschaft an einem Ausleger an, während die Mastspitze das Erdschutzseil trägt. Abb. 1 zeigt die Ausführung bei der 55-kV-Übertragungsleitung über den Arlberg der Österreichischen Bundesbahnen. Der geschlossene Mast quadratischen Querschnittes mit einfachem Strebenzug und Verankerung in Blockfundament wurde in den tiefer gelegenen Abschnitten angewendet, während in den höheren Partien des Gebirges die links auf Abb. 1 entwickelten Türme mit K-Ausfachung Verwendung fanden. Bei der Billigkeit des Grunderwerbes im Hochgebirge bleiben die breitfüßigen Türme geschlossen und werden auf die Einzelfundamente aufgeschraubt, womit die Trennung der eigentlichen Gründungsarbeit von der Aufrichtungszeit der Tragwerke möglich wird in Berücksichtigung der im Hochgebirge verfügbaren kurzen Bauzeiten.

Abb. 1.

Abb. 2.

Die einfache Drehstromleitung kann mit ihren drei Leitern nur ausnahmsweise symmetrisch am Mast angeordnet werden, wenn das Blitzschutzseil fehlt. Es entwickeln sich dann Mastkopfausbildungen wie bei den eben besprochenen Einphasen-Wechselstrom-Tragwerken. Beim Vorhandensein eines Erdseiles auf der Mastspitze sind die elektrischen Leiter unsymmetrisch am Tragwerk angeordnet, wie die Abb. 2, 3 u. 4 erkennen lassen. Dieser unsymmetrischen Leiteranordnung mit ihrer verdrehenden

Abb. 3.

Abb. 4.

Wirkung auf den Mast ist vorab bei den leichten Tragwerken Rechnung zu tragen. Die Abb. 2 u. 3 zeigen eine in der Schweiz recht häufig angewendete Ausführungsform mit fachwerkartigen Auslegern und einfachem, mit Blockfundament in die Erdscheibe eingespanntem Gittermast mit wechselndem Strebenzug. An Stelle der Fachwerkausleger können die einfacheren ⊐⊏-Ausleger treten, die am Auslegerende zusammengeführt sind. Wie Abb. 4 — 60-kV-Übertragungsleitung Erlangwerke-St. Pölten — zeigt, sind die Ausleger dieser Form im weiteren noch am Mast aufgehängt, in Anbetracht von dessen Funktion als Ab-Wi-Tragwerk in starkem Gefällsbruch der Leitung. Der Mastschaft selbst, in geschlossener Form bis zum vorletzten Geschoß geführt, erhält unterhalb der in der Höhe stark auseinandergezogenen Ausleger doppelte Eckwinkel unter gleichzeitiger Anzugvergrößerung in Anbetracht der großen Festigkeitsanforderungen. Dieses einseitige Leiterbild kann bei rahmenförmiger Auflösung des Mastkopfes vermieden werden, wie die Ausführung (Abb. 5) zeigt, wo der Mastkopf mit einer Traverse abgeschlossen wird, die in einfacher oder doppelter Abspannung die drei Elektrizitätsleiter aufnimmt. Diese Anordnung der Leiter auf einer Linie erlaubt den Mast niedrig zu halten und wirkt damit kostenvermindernd. Zu ähnlicher Leiteranordnung führt das in Abb. 6 dargestellte sehr breite Leiterbild bei großen Spannweiten — 135-kV-Übertragungsleitung über Albulapaß Rhät. Werke Thusis — bei dem die beiden äußeren Leiter auf Kragarmen ruhen, während der mittlere im rahmenförmigen Mastoberteil aufgehängt ist und das Erdseil an der oberen Rahmentraverse abgespannt wird. Die Maste sind senkrecht zur Leitungsrichtung in breiter Form mit Spreizung am Fuß, während die Wandung in Leitungsrichtung geschlossen bleibt. Die ästhetisch befriedigende Wirkung solcher Tragwerke ist bereits in der Veröffentlichung über Landschaftsschutz und Leitungsbau[1]) gezeigt worden.

Abb. 5. Abb. 6. Abb. 7.

Abb. 8.

Abb. 9.

Die Unterbringung der drei Phasenleiter auf geschlossenem Mast ist auch möglich auf einer Spitzentraverse, die gleichzeitig auch das Erdseil aufnimmt. Abb. 7 (100-kV-Übertragungsleitung A.-G. Sächsische Werke

[1]) „Der Stahlbau" 1928, Heft 12.

Dresden) zeigt eine solche Bauart, wo die Traverse auf einer Seite zwei und auf der anderen Seite einen Elektrizitätsleiter sowie das Blitzschutzseil trägt. Dieses System ist in elektrischer Beziehung und hinsichtlich mechanischer Sicherheit sehr gut; nur bedarf die Bestimmung genügender Leiterentfernung zwischen Erdseil und Elektrizitätsleiter der einen Seite besondere Beachtung wegen der verschiedenen Werkstoffe dieser Seile. Bei Leitungsanlagen ohne Erdseil ist die Anlage der drei Leiter auf einer Horizontalen symmetrisch zum Mast bei Abspannmasten möglich (Abb. 8). Während die beiden äußeren Drähte am Ausleger mit Doppelabspannung aufgehängt werden, greift der mittlere direkt auf der Mastspitze an. Die Überbrückung selbst erfolgt für die äußeren Leiter durch die hängende Schlaufe, während für den mittleren Leiter auf der einen Traversenseite eine besondere Stützkonstruktion eingebaut ist, welche die Leiterschlaufe im nötigen Abstande vom Mast führt. Der Mastschaft ist ein geschlossener Fachwerkträger mit einer Reihe von Torsionsverbänden, wodurch die Strebenzüge von Verdrehungsbeanspruchung frei gehalten werden. Der Mastunterteil ist aufgelöst in vier Füße zur Einzelfundierung. Schließlich sei noch auf die in Abb. 9 dargestellte Bauart verwiesen, in welcher auf zwei Auslegern in geschlossenem Mast die Drehstromleitung mit Erdseil derart aufgenommen wird, daß der untere Ausleger zwei Elektrizitätsleiter trägt, während der obere einerseits den Stromleiter und anderseits das Erdseil übernimmt. Das Tragwerk — ein Abspannwinkelmast einer 150-kV-Übertragungsleitung der Chemin de fer du Midi — zeigt die in vielen Staaten vorgeschriebenen Leiterschutzfänge.

Abb. 10.

Abb. 11. Abb. 12. Abb. 13.

Abb. 14. Abb. 15.

Bei Übertragungsleitungen elektrischer Bahnen wird eine Wechselstromgruppe meist nur in Außenanlagen verwendet, während im Herz des Bahnnetzes Anlagen mit zwei bis vier Wechselstromgruppen hergestellt werden. Bei den Schweizerischen Bundesbahnen besteht die übliche Anordnung der 60-kV-Übertragungsleitungen zu den Unterwerken in zwei Einphasen-Wechselstromgruppen. Abb. 10 veranschaulicht das Regeltragwerk der 60-kV-Übertragungsleitungen der S. B. B., das den späteren Übergang auf 132 kV übertragene Spannung ohne weiteres zuläßt und in der dargestellten Ausführungsform als Tragmast, Kreuzungsmast und Eckmast genormt ist. Der Flachmast wurde ersetzt durch den quadratischen Gittermast, der auf dem vorher erstellten Fundament aufgeschraubt wird. Der obere Mastteil besteht aus einem ⊏⊐-Einsatz, welcher die ⊐⊏-förmigen Ausleger aufnimmt, die eine starke senkrechte Versetzung der Leiter ausweisen. Die damit entstehenden zwei langen Tragarme werden durch rückwärtige Verlängerung der beiden andern Ausleger gestützt oder aufgehängt. Diese Regelbauart wird bei Spannfeldweiten von normal 125 m angewandt. Bei parallel geführten Leitungen werden in den Eckpunkten der Leitungsstrecke zwei normale Eckmasten durch Querträger gekuppelt. Der in den letzten Jahren von den S. B. B. teilweise durchgeführte Strombezug von Kraftwerken der Landesversorgung statt aus bahneigenen Werken führte zu längern Übertragungsleitungen im Weitspannsystem, bei denen reine Gittermaste zur Anwendung gelangten. Abb. 11 zeigt eine solche Ausführung der 64-kV-Übertragungsleitung aus der Kraftzentrale Küblis der Bündnerischen Kraftwerke A.-G. nach dem S. B. B.-Unterwerk Sargans. Die vier Leiter werden auf zwei einfachen ⊐⊏-Auslegern übernommen, während die Mastspitze das Erdseil trägt. Die Mastschafte sind auf Höhenstufen von 2 zu 2 m geregelt. Der in Abb. 10 bereits entwickelte Grundsatz der verschieden lang gehaltenen Ausleger ist durch die S. B. B. bei ihrer neuesten 160 km langen 132-kV-Übertragungsleitung vom bahneigenen Kraftwerk Vernayaz nach Rupperswil in überaus zweckmäßiger und billiger Ausführungsart weiter entwickelt worden. Abb. 12 zeigt einen Tragmast dieser Anlage, bei welchem auf einem Gittermast unter etwa 8° Neigung gegen die Wagerechte die vollwandigen ⊐⊏-Ausleger befestigt werden. Durch ungleiche Auslegerlänge links und rechts des Mastschaftes wird die Versetzung der Leiter in senkrechten Ebenen geschaffen, wobei die entgegengesetzt liegenden langen Enden der beiden Ausleger durch eine doppelte Schrägtraverse gestützt bezw. aufgehängt sind. An der Kettenanhängestelle sind die Traversen zusammengezogen und schließen ein Aufhängeblech der Isolatorenketten-Befestigung ein. Die Befestigung auf dem Fundament erfolgt durch Aufschraubung. Der Mastschaft ist mit einfachem Strebenzug, der in den Eckwinkeln innen liegt, ausgebildet. Das hügelige bis bergige Gelände, durch welches die Leitung läuft, zwang auch hier zu verschiedenen Höhen der Maste, und zwar wurden diese Tragmaste in neun verschiedenen Größen mit Stufen von je $1^1/_2$ m von 12 bis 24 m Höhenlage der tiefsten Isolatorenketten über dem Boden ausgebildet. Abb. 13 zeigt die Ausbildung eines Abspannmastes dieser Anlage: Das stark verbreiterte Leiterbild wird auf zwei wagerecht liegenden vergitterten ⊐⊏-Traversen aufgenommen, wobei die an denselben hängenden senkrechten Scheibenträger für die seitliche Führung des Leiters dienen. Das Tragwerk ist nach dem Prinzip des Dreigelenkbogens, für den unteren Teil mit nach oben steigenden Kragarmen entwickelt, welch letztere die beiden Turmaufsätze tragen. In Abweichung von den vorigen Masten ist die Strebenausfachung auf die Eckwinkel außen aufgelegt. Auch diese Maste sind an den Einzelfüßen mit besonderen Stahlgußkörpern ausgerüstet zur Aufnahme der Rundanker. Durch eine Reihe von Torsionsverbänden ist das Tragwerk zu einem räumlich steifen Gebilde geschlossen.

Bei vermehrter Zahl von aufzunehmenden Phasen entsteht das Leiterbild der doppelten Drehstromleitung mit sechs Elektrizitätsleitern zusätzlich Erdseil. In vielen Ländern wird die Unterbringung dieser Leiter auf einer Mastkopftraverse bevorzugt: Abb. 14 veranschaulicht ein von den Wolf Netter & Jacobi-Werken, Abteilung Eisenbau Schiege, in Leipzig-Paunsdorf hergestelltes Tragwerk dieser Anordnung, bei dem beiderseits des Mastschaftes je drei Leiter aufgehängt werden. Diese Bauart ergibt geringste Kosten für die Tragwerke und verbilligt infolge geringer Höhe die Aufstellung recht wesentlich. Sie wird in Gegenden angewandt, wo starke Rauhreif-, Schnee- und Eiszusatzlasten zu erwarten stehen, damit ein unzulässiges Weiterdurchhängen aus dieser Einwirkung hinwegfällt. Mit Rücksicht auf den Windabtrieb ist lediglich für ausreichenden wagerechten Abstand der Leiter zu sorgen. Die damit entstehenden Ausleger erhalten verhältnismäßig große Längen und müssen bei ⊐⊏-Traverse an der Mastspitze, die das Erdseil trägt, aufgehängt werden (Abb. 14). Dabei wird bei Tragmasten der sonst aus festen Auslegern entstehende Torsionseinfluß auf den Mast durch gelenkigen Anschluß vermieden. Voraussetzung dieser Leiteranordnung ist ein billiger Erwerb der Durchgangsrechte. Bei Mastarten, wo eine drehbare Befestigung der Ausleger durch die Berechnungs-Vorschriften dieser Gestänge nicht möglich ist, entstehen sehr kräftige Abmessungen, die kostspieliger als solche mit in der Höhe gestaffeltem Leiterbild werden;

der Wirtschaftlichkeitsausgleich wird aber in den wesentlich billigeren Gestehungskosten der Tragmaste gefunden. Abb. 15 zeigt einen solchen, durch die Gutehoffnungshütte Sterkrade ausgeführten, schweren Abspannmast mit fachwerkartigen doppelwandigen festen Auslegern, die durch wagerechte Verbände räumlich geschlossen sind. Der Mastschaft, der auf Torsion beansprucht wird, erhält überaus kräftigen Strebenzug, vermittels Knotenblechen an Eckwinkel angeschlossen. Die Anschlußebenen von Ober- und Untergurt der Ausleger sind rahmenförmig kräftig ausgesteift zur Überführung der Torsionskräfte auf den Mastschaft. Bei starker Steigerung der Leiterabstände wird auf den Doppelmast übergegangen: Abb. 16 veranschaulicht eine Ausführung aus der 100-kV-Übertragsleitung Wülag—Stuttgart, wo zwei leichte Tragmaste je zwei Leiter auf äußern Auslegern und die weiteren zwei Stromleiter auf innerer Verbindungstraverse aufnehmen. Die Mastspitzen tragen auf einem oder beiden Masten ein oder zwei Erdschutzseile (Hersteller: C. H. Jucho, Dortmund).

Abb. 17.

Abb. 16.

Tannenbaumform, umgekehrter Tannenbaumform, Sechseckanordnung, wie einspringender Sechsecklage, und schließlich in Wechsellage der Leiter im Sinne einseitig verschobener Tannenbaumform. Die eine Ausführung der Gutehoffnungshütte in Sterkrade darstellende senkrechte Übereinanderlegung je dreier Elektrizitätsleiter an einer Seite des Mastes (Abb. 19) darf nur in Gebieten zur Anwendung gelangen, wo geringe Zusatzlasten zu erwarten sind. Dies umsomehr, wenn der senkrechte Leiterabstand, wie in Abb. 19, klein ist. Die Konstruktion der Traversen in ⊐⊏-Form ist recht wirtschaftlich. Die breite und gespreizte Auflösung des Mastschaftes erfolgt in Anbetracht der beim Weitspannsystem nötigen großen Höhe im ebenen Tiefland. Der leichte, räumlich recht ausgedehnte Mast ist durch eine

Abb. 18.

Abb. 19.

Abb. 20.

Den Übergang des Leiterbildes aus der horizontalen zu der meist angewandten Leiteranordnung in Höhenentwicklung bildet die Anordnung nach Abb. 17, wo ein Ausleger beiderseits des Mastschaftes je einen Leiter und die zweite Traverse je zwei Leiter trägt. Das System entspricht in elektrischer Beziehung vorzüglich den Absichten der Reduktion der Selbstinduktion bei Verfolgung der betriebstechnischen Trennung der beiden Phasengruppen links und rechts des Mastes, mit Rücksicht auf Untersuchungs- und Instandstellungsmöglichkeit bei Instromhaltung der einen Phasengruppe. Die überaus große Schlankheit der Tragwerke ist möglich infolge der Fundamenteinspannung in Verbindung mit drei Erdseilen, mit welchen der Mast an seiner Spitze und am oberen Ausleger verankert ist. Eine ähnliche Ausführung mit zwei senkrecht weit auseinanderliegenden Auslegern für die Phasenleiter zeigt in Abb. 18 die 100-kV-Übertragungsleitung der A.-G. Sächsische Werke, Dresden: Der obere Ausleger trägt beiderseits des Mastschaftes je einen und der untere Ausleger je zwei elektrische Leiter. Die Haltung des leichten Stützmastes trotz Beanspruchung durch einseitigen Seilbruch eines Leiters übernehmen an der Mastspitze zwei Erdseile, die aber im Gegensatz zu der vorher besprochenen Ausführung nicht am Ausleger der Phasenseile angreifen, sondern einen eigenen Ausleger besitzen.

Das nach der Höhe zu entwickelte Leiterbild mit beiderseits des Mastschaftes zu je drei übereinanderliegenden Phasenseilen kann verschiedene Anordnung hinsichtlich senkrechter Versetzung der Leiter aufweisen. Es entstehen damit die verschiedensten Leiterbildformen in

große Zahl von wagerechten Verbänden gegen Verdrehung ausgesteift. Die Anordnung der Tannenbaumform der Leiter zeigt die in Abb. 20 wiedergegebene Ausführung der Fr. Krupp A.-G., Essen, wo die senkrechte Versetzung der Phasenleiter die Formgebung des Leiterbildes bestimmt. Die großen Leiterabstände, bedingt durch 220 kV Übertragungsspannung, erlauben die Anwendung der wirtschaftlichen ⊐⊏-Traversen mit Aufhängung der Enden am Mastschaft. Der Mast selbst als Winkelabspannmast erhält trotz ansehnlicher Breitenentwicklung geschlossene Bauart. Ein gleiches Leiterbild in Tannenbaumanordnung bietet das Tragwerk nach Abb. 21 eines durch die Wiener Eisenbau A.-G. in Wien ausgeführten Winkelabspannmastes der 110-kV-Übertragungsleitung Partenstein—Linz. Die ⊐⊏-förmigen Ausleger sind fachwerkartig am Mastschaft aufgehängt. Der Mastschaft selbst, an der Spitze das Erdseil tragend, ist geschlossener Bauart mit doppeltem Strebenzug, der abwechselnd außen oder innen der Eckwinkel angreift, wobei im oberen Mastteil zum Strebenanschluß Knotenbleche verwendet wurden, während im unteren Teil mit größeren Eckwinkeln der zweischnittige Strebenanschluß unmittelbar erfolgen konnte. (Schluß folgt.)

Abb. 21.

Verschiedenes.

Freiluftstationen. Eine erhebliche Erweiterung des Anwendungsgebietes größerer Stahlkonstruktionen in der Elektrotechnik wurde durch die Einführung der sogenannten „Freiluftstationen“ herbeigeführt. Die Apparate werden bei diesen Umspannwerken nicht mehr wie früher geschützt in Gebäuden, sondern, den Witterungsverhältnissen ausgesetzt, unter freiem Himmel aufgestellt. Die zur Verwendung kommenden Gerüste dienen als Träger der Verbindungsleitungen und der sogenannten Sammelschienen, übernehmen also gewissermaßen die Aufgaben eines Gebäudes, ohne jedoch — wie dieses — gleichzeitig Schutz gegen Witterungseinflüsse zu bieten. Auf die letztere Eigenschaft kann man aber ohne weiteres verzichten, da man diesen Verhältnissen entsprechend die elektrischen Apparate so baut, daß sie gegen Witterungseinflüsse vollkommen unempfindlich sind. Der Hauptgrund zum Übergang auf diese Bauweise liegt auf wirtschaftlichem Gebiete. Es hat sich nämlich herausgestellt, daß die Anlagen, die bekanntlich zur Energieversorgung größerer Gebiete dienen, als Freiluftanlage weitaus billiger als die bis-

lang üblichen Gebäudestationen zu erstellen sind; eine Tatsache, der in einem Wirtschaftszweig, der so große Kapitalien benötigt wie die Elektrizitätswirtschaft, ganz besondere Beachtung geschenkt werden muß. In der Schweiz und in Amerika ging man weit früher als in Deutschland zu dieser Bauweise über. In der Schweiz ist dies auf die Schwierigkeiten zurückzuführen, die vielfach bei der Errichtung von Stationen in schlecht zugänglichen, gebirgigen Gegenden aufgetreten sind. In Amerika waren Hochbauarbeiten schon immer teuer, so daß man schon aus diesem Grunde auf eine andere, billigere Bauart hingewiesen wurde. In Deutschland änderten sich die Verhältnisse grundlegend erst nach dem Kriege. Die Hochbauarbeiten wurden jetzt auch hier teuer, auf der anderen Seite machte die Erzeugung elektrischer Apparate derartige Fortschritte, daß sich die Anwendung des Freiluftprinzips besonders bei den immer höher werdenden Betriebsspannungen der Überlandwerke als wirtschaftlicher herausstellte. Trotz der bei einer solchen Bauweise sich ergebenden höheren Apparate- und Materialkosten und des weit größeren Raumbedarfes lassen sich bei einer Spannung von 100000 Volt z. B. etwa 20 % des Anlagewertes gegenüber einer Gebäudestation sparen. Die neue Bauart hat außerdem den Vorteil, daß sie eine weit bequemere Erweiterungsmöglichkeit als die übliche Gebäudestation besitzt.

Abb. 1.

Die ersten Freiluftgerüste lehnten sich in ihrer Bauweise an die bereits seit Jahren ausgeführten Gittermastkonstruktionen an, die bei den Hochspannungsleitungen verwendet werden. Diese haben aber den unbedingten Nachteil, daß das Gerüst durch die vielen Verstrebungen und die großen Abmessungen der einzelnen Maste und Querriegel einen das Landschaftsbild nicht gerade verschönernden Anblick bietet. Dazu kommt noch vom rein technischen Standpunkt aus die Tatsache, daß die Gitterkonstruktion die einzelnen Apparate und besonders die Verbindungsleitungen zum größten Teil verdeckt, so daß eine gute Übersichtlichkeit der Anlage, die unbedingt gefordert werden muß, nur schwer zu erreichen ist. Eine grundlegend verbesserte Ausführung erzielte die Firma C. H. Jucho, Dortmund, durch die Verwendung von vollwandigen Blechträgern. Eine solche Ausführung wurde dann erstmalig für das Umspannwerk Münster i. W. der Vereinigten Elektrizitätswerke Westfalen in Dortmund zur Ausführung gebracht (Abb. 1 u. 2). Denkt man als Gegenbeispiel an eine der bekannten Darstellungen von Stationen in Gittermastausführung, so sieht man schon auf den ersten Blick, daß die Ausführung mit geschlossenen Querschnitten an Aussehen sowie an Einfachheit und guter Übersichtlichkeit den unruhig wirkenden Gittermastausführungen bedeutend überlegen ist. Dabei wird das Gewicht der neuartigen Ausführung nur ganz unerheblich größer, die Betonfundamente dagegen werden bedeutend leichter als bei dem Gitterwerk, so daß trotz des Fortfalls aller Hochbauarbeiten der Preis für beide Ausführungen ungefähr der gleiche ist.

Abb. 2.

Man hat auch verschiedentlich versucht, die stählernen Tragwerke durch solche aus Beton zu ersetzen. Es ist aber bisher nicht gelungen, diese Bauweise so durchzuführen, daß dem Gedanken auch eine wirtschaftliche Bedeutung beigemessen werden kann.

Obering. H. Schoeme, Dortmund.

Beschäftigung deutscher Monteure in Italien. Nach Vereinbarungen zwischen der Deutschen und der Italienischen Regierung ist ab 15. September d. J. der Visumzwang zwischen beiden Ländern gefallen. Hinsichtlich der Einreise von deutschen Monteuren nach Italien für vorübergehende Montagearbeiten ist zwar gegenüber der schon früher vereinbarten Sonderregelung eine Änderung ebenfalls eingetreten, eine Aufhebung der hier bestehenden Bestimmungen ist jedoch aus dem Grunde nicht erfolgt, um die heimische Industrie gegen Überlastung mit ausländischen Arbeitskräften zu schützen.

Nach jahrelangen Bemühungen der deutschen Industrie hatte man, unterstützt durch die Deutsche Botschaft in Rom, im Jahre 1927 eine wesentliche Vereinfachung des bisherigen, die deutsche Industrie stark hemmenden Einreisebewilligungsverfahrens erreicht.

In allen den Fällen, in denen die Montagedauer einen Zeitraum von drei Monaten nicht überschritt, waren nach diesem Übereinkommen die italienischen Konsulate in Deutschland ermächtigt worden, die erforderlichen Sichtvermerke ohne weiteres zu erteilen. Die einzige Voraussetzung für die Erteilung des Sichtvermerkes bestand in der Beibringung einer Beglaubigung über die Notwendigkeit der Reise. Diese Beglaubigung hatte folgende genaue Angaben zu enthalten:

1. Name und Wohnort des italienischen Auftraggebers,
2. Montageplatz, Montageobjekt und Montagedauer,
3. Name, Wohnung, Geburtsort und Geburtstag des Monteurs,
4. Angabe des für die Erteilung des Sichtvermerkes zuständigen italienischen Konsulates in Deutschland,
5. eine Erklärung, daß der zur Vornahme der Montagearbeiten in Aussicht Genommene tatsächlich Monteur, nicht aber Spezialfacharbeiter ist.

Durch diese Vereinbarung war zweifellos das bisher übliche Verfahren, das durch den langen Instanzenweg erst nach Wochen, teilweise sogar nach Monaten zu einer Erteilung des Sichtvermerkes führte, wesentlich vereinfacht worden.

Nach der Aufhebung des Visumzwanges zwischen Deutschland und Italien ist aus den oben angeführten Gründen der Visumzwang für nach Italien zur Montage entsandte Monteure deutscher Herkunft nicht gefallen. Die Deutsche Botschaft in Rom hat sich hierzu wie folgt geäußert:

„Nach der zwischen Deutschland und Italien geschlossenen Vereinbarung über die Aufhebung des Sichtvermerkzwanges bleiben die in beiden Staaten geltenden Bestimmungen über den Schutz des heimischen Arbeitsmarktes gegen Überlastung mit ausländischen Arbeitskräften auch weiterhin bestehen. Arbeitnehmer, die in Italien beschäftigt werden sollen, müssen künftig vor Antritt der Stellung im Besitze einer Zusicherung der Bewilligung zum Stellenantritt sein, die wie bisher erst nach Anhörung der inneren Behörden durch das zuständige Ministerium, und zwar gebührenfrei erteilt wird. Diese Zusicherung kann vor der Einreise durch Vermittlung des zuständigen italienischen Konsulats, nach erfolgter Einreise bei den inneren Verwaltungsbehörden beantragt werden. In jedem Falle muß sie vor dem Antritt der Stellung bewilligt worden sein.

Was die Einreise von deutschen Monteuren nach Italien zur Vornahme vorübergehender Montagearbeiten anlangt, so bleibt es bei der bisherigen Regelung, mit dem Unterschied, daß die Konsulate statt eines Visums eine entsprechende bis zu drei Monaten gültige Zusicherung der Bewilligung zum Stellenantritt selbständig und ohne Anfrage bei den inneren Behörden, sowie ohne Erhebung von Gebühren erteilen können, sofern der Antrag in der schon bisher üblichen Form usw. gestellt wird."

Wenn auch hinsichtlich der zu erfüllenden Förmlichkeiten bei der Beschaffung des Sichtvermerkes seit dem 15. September d. J. für Monteure eine Änderung nicht eingetreten ist, so sind doch immerhin wieder Erleichterungen festzustellen, die von den in Frage kommenden Industrien, und hier auch von der Stahlbau-Industrie, begrüßt werden als ein Schritt auf dem Wege der anzustrebenden vollen Freizügigkeit.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift DIE BAUTECHNIK Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des ersten Jahrganges „Der Stahlbau" 7,50 R.-M. und Postgeld

1. Jahrgang | BERLIN, 14. Dezember 1928 | Heft 19

Kesselhaus für das Großkraftwerk Gersteinwerk der Vereinigten Elektrizitätswerke Westfalen in Dortmund.

In dem unter obiger Überschrift erschienenen Aufsatz von Herrn Oberingenieur Anton Müller der Firma Hein, Lehmann & Co. A.-G. in Düsseldorf in Heft 18 unserer Zeitschrift ist bei der Nennung der an der Ausführung beteiligten Firmen die Stellung nicht genügend betont, welche der Firma Hein, Lehmann & Co. A.-G. dabei zugefallen war.

Nach dem vorliegenden Vertrag war genannte Firma Generalunternehmerin und für die Ausführung des Auftrages allein verantwortlich. Auch die Montage der gesamten Stahlkonstruktion war ihr allein übertragen. Die Leitung des für Berechnung, Entwurf und gesamte technische Ausarbeitung eingerichteten Konstruktionsbureaus lag lediglich in den Händen der Firma Hein, Lehmann & Co. A.-G.

Die Firmen Aug. Klönne und C. H. Jucho in Dortmund waren an der Werkstattarbeit beteiligt.

Die Schriftleitung.

Die Stahlbauten auf dem Gelände der Frankfurter Messe.

Von Dr.-Ing. ehr. **Wilhelm Kitz,** München.

Wenn die Entstehung der Stahlbauten der Frankfurter Messe auch bereits eine dem schnellebigen Heute recht beträchtlich erscheinende Zeitspanne zurückliegt, so sei an dieser Stelle dennoch darüber berichtet, einmal in gerechter Würdigung des starken Wiederaufbauwillens, aus dem sie z. T. in schwerster Nachkriegszeit entstanden, nicht zuletzt aber deshalb, weil ihre Kenntnis einen beachtlichen Beitrag zur Entwicklungsgeschichte des neuzeitlichen Stahlbaues bildet.

Überaus fördernd wirkte die günstige Lösbarkeit der Platzfrage: Wie aus dem Übersichtsplan (Abb. 1) hervorgeht, stand in dem südwestlich an den heutigen 20 Hektar großen „Platz der Republik" sich anschließenden Gelände der Messeleitung, in der Nähe des Hauptbahnhofs und des belebtesten Stadtteils, ein mit Bahnanschluß versehener Platz zur Verfügung, wie er für Messezwecke geeigneter kaum gefunden werden konnte. Das Hauptgebäude war zudem in der 1909 von der Stadt Frankfurt fertiggestellten und der Messeleitung zur Benutzung übergebenen Ausstellungs- und Festhalle bereits vorhanden, und es galt nur, das Bestehende durch Neubauten zu ergänzen und in energischer und zielbewußter Arbeit die Frühjahrs- und Herbstmessen zu organisieren. In Zusammenarbeit mit dem Werkbund gelang diese Aufgabe trotz der Schwere der Nachkriegszeit. Das Bedürfnis an Ausstellungsraum wuchs von Jahr zu Jahr, und es fanden sich schließlich Mittel und Wege, um die Kosten für neue Gebäude aufzubringen und nach und nach eine Reihe bemerkenswerter Hallenbauten entstehen zu lassen.

1 Festhalle. *2* Haus der Technik. *3* Haus der Moden.

Abb. 1. Übersichtsplan.

Es darf rühmend hervorgehoben werden, daß trotz dieses Nacheinanderbauens, trotz des Fehlens eines im voraus festgelegten Planes, der Eindruck des schließlich Gewordenen dennoch nicht der des Gestückelten, systemlos Aneinandergereihten ist. Es gelang, eine Anlage zu schaffen, die in ihrer Gesamtwirkung als befriedigend angesehen werden kann: Von den Gebäuden entstand zunächst (Abb. 1) das Werkbund-Gebäude, alsdann das Haus Offenbach, ein massiver Stockwerkbau, in dem auch die Verwaltungsräume untergebracht wurden; das Haus Leder wurde nördlich, die Südhalle südwestlich an diesen Bau angeschlossen. Weiterhin entstanden eine Reihe von Gaststätten, ebenso gärtnerische Anlagen, im südwestlichen Teil des Parkes das Haus der Technik und — an den westlichen Teil der Festhalle sich anlehnend — das Haus der Moden.

Aufgabe dieses Aufsatzes soll es sein, Entwurf, Ausführung und Aufstellung der drei großen Stahlbauten zu beschreiben, die der Messe ihr hauptsächliches Gepräge verleihen, nämlich die Ausstellungs- und Festhalle, das Haus der Technik und das Haus der Moden. Diese drei in jeder Hinsicht hervorragenden Bauten sind vor und bald nach dem Kriege unter der Leitung von Magistratsbaurat Grörich von dem Werk Gustavsburg der M. A. N. errichtet worden. An Veröffentlichungen darüber besteht nur eine in beschränktem Kreise verbreitete Festschrift über das erste Bauwerk. Sie sei hiermit in verdiente Erinnerung gebracht und wird im folgenden mehrfach erwähnt werden.

Der Bau der **Ausstellungs- und Festhalle** begann sofort nach Auftragserteilung am 11. Juni 1907, die künstlerische Bauleitung lag in der Hand von Friedrich v. Thiersch, dem genialen Schöpfer des Entwurfs. Gründungs- und Maurerarbeiten lagen in Projekt und Ausführung in Händen der Philipp Holzmann A.-G., Frankfurt a. Main.

Nach genau einjähriger Gesamtbauzeit, am 11. Juni 1908, konnte die gewaltige Halle mit fertiggestellter äußerer Verglasung und unterer Galerie der Deutschen Turnerschaft zur Abhaltung ihres glänzend verlaufenen Festes übergeben werden.

Das Bauwerk (Abb. 2 u. 3) stellt die Durchdringung eines nach Grund und Aufriß elliptischen Kuppelgewölbes und eines Tonnengewölbes von rechteckiger Grundrißform und im allgemeinen elliptischem Querschnitt dar. Bei einer Stützweite des Tonnengewölbes von 49 m und einer beiderseitigen Länge desselben von 29 m erhält die Halle eine Längenausdehnung von 112 m und eine größte Breite des Kuppelbaues von 67 m. Letzterer wird durch 20 Binder von im allgemeinen elliptischer Form gebildet. Ein Gratbinder trennt das Kuppelgewölbe von den Tonnengewölben und ist beiderseitig auf Stützen aufgelagert. Von den Kuppelbindern lagern zwölf auf Binderstützen auf, während acht in den Gratbinder eingebunden sind. Sämtliche Kuppelbinder sind gelenkartig an einen ellip-

Abb. 2. Grundriß der Festhalle.

tischen Kuppelring angeschlossen, dessen außen gemessene Achsen 18 m und 15 m betragen. Auf diesem baut sich die Laterne auf, die einen besonderen oberen Kuppelring besitzt. Mit ihrem höchsten Punkt erreicht sie die Höhe von 38,5 m über Fußboden. In Form von geradlinig gebrochenen konzentrischen Ellipsen verbinden Pfetten die Kuppelbinder. Das beiderseitige Tonnengewölbe wird durch je drei Binder von gleicher Obergurtsform wie die des Gratbinders gebildet. Gegen die Giebelwände sind die Tonnenbinder seitwärts abgewalmt und in der Mitte mit Stichkappen zur Aufnahme der großen Giebelfenster durchsetzt. Die Pfetten übertragen den auf den Gratbinder ausgeübten Druck der Kuppelbinder auf die schrägen Eckbinder. Die Binderstützen, auf welchen die Binder mit Auflagergelenken ruhen, sind auf 3,67 m in die Tiefe einbetoniert und ragen 5,4 m freistehend in die Höhe.

Eigenartig ist die Ausbildung der Binder (Abb. 4): Die schlanken Binderfüße verbreitern sich zu den im Ober- und Untergurt nach fast durchwegs elliptischer Form gebildeten, gegen den Kuppelring sich verjüngenden Bindern, deren Gurte nicht durch Streben und Pfosten verbunden, sondern durch Winkelrahmen von achteckiger Form gegeneinander versteift sind. Durch diese Anordnung werden die Binder zur Aufnahme von Biegungsbeanspruchungen befähigt. Dieselbe Art der Ausbildung erhielten die Pfetten und die kastenförmigen, vierwändigen Kuppelringe. An letztere schließen sich die Binder gelenkartig an. Die wagerechten Anschlußbleche der Binder an die Kuppelringe wurden erst nach Belastung und Freisetzen an die Konstruktion angeschlossen. Aufsätze aus leichter Eisenkonstruktion über den Bindern dienen der Lagerung von Sparren und Sprossen für Dachdeckung und Verglasung.

Die untere Galerie ist unmittelbar unter dem Binderauflager an die Binderstütze gebunden, ruht in einer Entfernung von 4,66 m von dieser auf den Galeriestützen auf und ladet in Treppenabsätzen noch 3,5 m über diese hinaus. Eine Freitreppe — ebenso wie die Galerie in Eisenbeton — führt vom Fußboden zu dieser. Konsolartig ladet die zweite Galerie 5,7 m in einer Höhe von 11,5 m von Oberfläche bis Fußboden in die Halle. Sie wird gestützt durch stählerne Konsolen, die durch Längsträger verbunden sind.

Abb. 4. Binder der Festhalle.

Abb. 3. Innenansicht der Festhalle.

○ Pole für Seilpolygone und Drucklinien.

◎ Gelenke des Viergelenkbogens.

— · · — · · — Drucklinie für Eigengewicht.

— · · · — · · · — Drucklinie für volle Schneelast.

——————— Drucklinie für einseitige Schneelast.

Die Mittelkräfte sind in jedem Querschnitt in die Normal- und Querkräfte zu zerlegen. In obigen Kräftepolygonen ist dies bei Eigengewicht und voller Schneelast für Querschnitt 15, bei einseitiger Schneelast für Querschnitt 9 vorgenommen worden.

Knotenlasten aus Eigengewicht

P_1 =	$\frac{1}{2} \cdot 2{,}2 \cdot 8{,}0 \cdot 2 \cdot (18 + 12 + 30) + 2{,}0 \cdot 350$	= 1 760 kg
P_2 =	$2{,}0 \cdot 2{,}5 \cdot 2 \cdot (18 + 12 + 15) + 2{,}4 \cdot 2{,}8 \cdot (18 + 12) + (2{,}4 + 1{,}25) \cdot 350$	= 1 930 „
P_3 =	$2{,}5 \cdot 3{,}3 \cdot 2 \cdot (18 + 12) + 3{,}3 \cdot (12 + 12) + 2{,}5 \cdot 350$	= 1 450 „
P_4 =	$2{,}6 \cdot 4{,}1 \cdot 2 \cdot (18 + 12) + 4{,}1 \cdot (15 + 12) + 2{,}6 \cdot 400$	= 1 790 „
P_5 =	$2{,}75 \cdot 4{,}9 \cdot 2 \cdot (18 + 12) + 4{,}9 \cdot (110 + 18) + 2{,}75 \cdot 400$	= 2 540 „
P_6 =	$2{,}85 \cdot 5{,}8 \cdot 2 \cdot (18 + 12) + 5{,}8 \cdot (20 + 25) + 2{,}85 \cdot 400$	= 2 400 „
P_7 =	$2{,}95 \cdot 6{,}7 \cdot 2 \cdot (18 + 12) + 6{,}7 \cdot (24 + 25) + 2{,}95 \cdot 450$	= 2 840 „
P_8 =	$1{,}5 \cdot 7{,}3 \cdot 2 \cdot (18 + 12) + 7{,}6 \cdot 1 \cdot (18 + 12) + 1{,}3 \cdot 7{,}8 \cdot (30 + 6) + 1{,}4 \cdot 7{,}8 \cdot 45 + 7{,}6 \cdot 1{,}8 \cdot 45 + 7{,}6 \cdot (110 + 20 + 35) + 2{,}9 \cdot 450$	= 4 900 „
P_9 =	$2{,}6 \cdot 8{,}3 \cdot (30 + 6) + 2{,}8 \cdot 8{,}3 \cdot 45 + 8{,}3 \cdot (29 + 18) + 2{,}8 \cdot 500$	= 3 620 „
P_{10} =	$2{,}75 \cdot 9{,}1 \cdot (30 + 6) + 3{,}1 \cdot 9{,}1 \cdot 45 + 9{,}1 \cdot (34 + 20) + 3{,}1 \cdot 500$	= 4 210 „
P_{11} =	$2{,}8 \cdot 9{,}8 \cdot (30 + 6) + 3{,}2 \cdot 9{,}8 \cdot 45 + 9{,}1 \cdot (40 + 150) + 3{,}5 \cdot 500$	= 5 880 „
P_{12} =	$2{,}6 \cdot 10{,}4 \cdot (30 + 6) + 2{,}5 \cdot 10{,}4 \cdot 45 + 10{,}4 \cdot (42 + 30 + 27) + 11 \cdot 500$	= 8 670 „
P_{13} =	$1{,}2 \cdot 11{,}0 \cdot (30 + 6) + 1{,}3 \cdot 11{,}0 \cdot 45 + 8 \cdot 50$	= 1 520 „
		$V_e = \sim 43\,500$ kg

Knotenlasten aus Schnee

P_1 =	$\frac{1}{2} \cdot 6{,}6 \cdot 2{,}2 \cdot 75$ =	550 kg
P_2 =	$2{,}0 \cdot 2{,}5 \cdot 75$ =	380 „
P_3 =	$2{,}5 \cdot 3{,}3 \cdot 75$ =	620 „
P_4 =	$2{,}5 \cdot 4{,}1 \cdot 75$ =	770 „
P_5 =	$2{,}6 \cdot 4{,}9 \cdot 75$ =	960 „
P_6 =	$2{,}6 \cdot 5{,}8 \cdot 75$ =	1 130 „
P_7 =	$2{,}6 \cdot 6{,}7 \cdot 75$ =	1 310 „
P_8 =	$2{,}4 \cdot 7{,}6 \cdot 75$ =	1 370 „
P_9 =	$2{,}2 \cdot 8{,}3 \cdot 75$ =	1 370 „
P_{10} =	$2{,}2 \cdot 9{,}1 \cdot 75$ =	1 500 „
P_{11} =	$2{,}2 \cdot 9{,}8 \cdot 75$ =	1 620 „
P_{12} =	$2{,}1 \cdot 10{,}4 \cdot 75$ =	1 640 „
P_{13} =	$1{,}1 \cdot 11{,}0 \cdot 75$ =	910 „
		$V_s = 14\,100$ kg

Abb. 5. Graphische Untersuchung der Kuppelbinder für Belastung durch Eigengewicht und Schnee.

Das Dach besitzt in seinem undurchsichtigen Teil zwei Decken, eine äußere Kupferdecke auf Holzschalung und eine innere Rabitz- bezw. Rohrputzdecke (Abb. 2 u. 4). Die Belichtung des Innenraumes erfolgt durch die reichlich angeordneten Seiten- und Giebelwandfenster sowie durch ein in der Kuppel angebrachtes zentrales Oberlicht von elliptischer Grundrißform mit 54 m und 34 m Achsenlänge. Eine über den Druckring sich erhebende Glaskuppel krönt dieses Oberlicht. Die besondere Eigenart der Anordnung von Decken und Oberlichtern besteht darin, daß das stählerne Tragwerk der Binder und Pfetten sich völlig unverdeckt den Augen des Beschauers darbietet: Die Schönheit der Formen tritt dadurch so recht zutage; sie wird wesentlich durch die Rahmenaussteifungen der Tragkonstruktionen gehoben, welche an Stelle des unruhigen Bildes von Verstrebungen einen harmonischen, ruhigen, der Bogenform sich anpassenden Anblick gewähren. Die zentralen Oberlichter vermitteln eine gute Belichtung des Halleninnern bei Tage, während die künstliche Beleuchtung durch reichliche Verteilung von Bogenlampen gesichert ist.

Mit etwa 6000 m² Grundrißfläche erreicht die Halle einschließlich der Galerien ein Fassungsvermögen von 18000 Personen. — Der statischen Berechnung lagen folgende Belastungsannahmen zugrunde:

Für die Dachkonstruktion neben dem Stahlgewicht der einzelnen Konstruktionsteile:

für das innere Oberlicht . . 30 kg/m²,
für das äußere Oberlicht . . 36 kg/m²,
für die innere Rabitzdecke . 45 kg/m².

Hierzu kommen als zufällige Belastung:

Schnee 75 kg/m² — Grundfläche und Winddruck 150 kg/m² senkrecht getroffener Fläche,
für die obere und untere Galerie eine Nutzlast von 500 kg/m².

Als zulässige Beanspruchung wurden 1200 kg/cm² bei Gesamtbelastung ohne Wind und 1600 kg/cm² bei solcher mit Wind angenommen. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion ermittelte sich mit 1850 t. Der Berechnung der Kuppelbinder liegt die Annahme eines Viergelenkbogens zugrunde, wie er sich durch die Gelenke der Binderhälften, am Stützenauflager und Kuppelring ergibt. Bei voller Belastung bewirken diese Gelenke ein besseres Anschmiegen der Drucklinie; bei einseitiger Belastung schließt sich ein Mittelgelenk und wird dadurch der Dreigelenkbogen hergestellt. Tonnenbinder und Gratbinder sind ebenfalls als Vier- bezw. Dreigelenkbogen berechnet (Abb. 5).

Das Aufstellungsverfahren (Abb. 6 u. 7) war durch die Art des Bauwerks von selbst gegeben. Parallel mit der Montage der Binderstützen ging die Einrichtung eines stählernen Turmpfeilers in der Mitte der Halle, der den Druckring in etwas erhöhter Lage stützte. Es folgte die Aufstellung der Tonnen- und Gratbinder in drei Teilen bei vorläufiger Unterstützung der Seitenteile durch leichte Pfeilergerüste. Nach Aufstellung der Binderfüße wurden in sie und die Gratbinder einerseits, in den Kuppelring anderseits die Kuppelbinderteile eingesetzt, Pfetten und Verspannungen angeschlossen. Schließlich erfolgte die Montage der Laterne und der Binderaufsätze und das Freisetzen der Konstruktion durch Ablassen der Hebeschrauben unter dem Kuppelring. Als Montagegeräte dienten stählerne Ausleger-Standbäume, „Galgengerüste" genannt, und Derricks, von denen einer auf dem Pfeilergerüst seine Aufstellung fand. Schwierig war die Einschalung und das Betonieren von Galerie und Freitreppe im Rahmen der anderen Arbeiten. Immerhin konnte in geschlossenem Ineinandergreifen aller Gruppen die am 2. Januar 1908 begonnene Montage des Haupttragwerks bis zum 13. Mai 1908 vollendet und die übrigen Dachdecker-, Verglasungs- usw. Arbeiten rechtzeitig zum Abschluß gebracht werden.

Das **Haus der Technik**, in der Nachkriegszeit als reiner Nutzbau errichtet, sollte dem Ausstellungsbedürfnis der Maschinenindustrie und des mit ihr verwandten Gewerbes dienen, da die Festhalle durch Ausstellungsgegenstände anderer Art bereits völlig in Anspruch genommen war, außerdem auch für Transport und Aufstellung nicht die erforderlichen Krananlagen besaß. Trotz der Ungunst der wirtschaftlichen Verhältnisse mußte die Messeleitung somit bereits im Jahre 1921 an die Errichtung der Halle herantreten. Auf Grund eines Vorentwurfes bewarben sich zwei Holzbaufirmen und zwei Stahlbaufirmen um den Zuschlag. Wenn auch die Not der Zeit dazu zwang, aus Ersparnisgründen auch an eine Ausführungsart einfachster Art aus Holzgebälk zu denken, entschied sich die Messeleitung nach reiflicher Überlegung doch für eine Ausführung in Stahl nach dem Vorschlag der M. A. N., Werk Gustavsburg und des Architekten Ludwig Bernoulli. Die beschränkten Mittel gestatteten jedoch zunächst nur die Ausführung eines Teiles, und auch dieser wurde in zwei Bauabschnitten zur Ausführung gebracht. Erst im Jahre 1924 konnte an den weiteren Ausbau geschritten werden, der jedoch auch nur auf eine Länge von 38 m ausgebaut wurde, während der Rest heute noch besserer Zeiten harrt. Die Ausführung der Gründungs- und Maurerarbeiten erfolgte durch die Firma Eurich, Frankfurt a. Main.

Abb. 6. Aufstellung der Rüstungspfeiler.

Der erste Bauteil (Abb. 8) hat rechteckigen Grundriß, 172,24 m Länge und 48,30 m Breite, in Mauermitten gemessen. Er besteht aus der großen Mittelhalle von 28,98 m und den beiden Seitenhallen von je 9,66 m Spannweite. Die erstere hat an den Seiten eine lichte Höhe von 10,0 m, in der Mitte von 16,5 m und ist auf die ganze Ausdehnung ohne jeden Einbau. Die Seitenhallen erfahren in ihrer Normalhöhe von etwa 9,53 m wiederholte, das Bild belebende Abwechslung durch die drei Querhallen, von denen die erstere ihre Fortsetzung in der Querhalle des zweiten Bauteiles findet. Jede dieser Querhallen besteht aus einer Mittelhalle von 19,32 m Stützweite und etwa 12 m freier Scheitelhöhe sowie zwei Seitenhallen von 9,66 m Spannweite und 9,53 m mittlerer Höhe. Die Querhallen sind durch je zwei Normalfelder voneinander getrennt. Mit Ausnahme des Mittelbaues der ersten Querhalle durchlaufen Galerien in 5,245 m Höhe der Decke über den Fußboden alle Seitenhallen.

Die Entfernung der Binder beträgt 9,66 m, nur das nördliche, hauptsächlich der Unterbringung von Nebenräumen dienende Abschlußfeld ist auf 8,18 m Länge beschränkt und tritt zudem auf die Breite des Mittelfeldes von 2,5 m zurück.

Mit ihren schlanken Füßen ruhen die Mittelbinder (Abb. 9) auf 100 mm starken Auflagerplatten und sind durch vier Anker mit den Fundamenten verbunden. In spitzbogenähnlicher Form streben die Binder beiderseits zur Höhe, Kreisbogen mit kleinem Radius vermitteln im Untergurt die Übergänge zum Binderfuß und im Scheitel; die nur schwach nach oben gekrümmten Obergurte sind an diesen Stellen stumpfwinklig angeschlossen. Die zentrisch angeordneten Stöße gewähren eine praktische Zerlegung der Binder in Fuß- und Mittelteile; auch die Montagenietung der Gurtflacheisen ist durch günstige Stoßanordnung auf ein Mindestmaß beschränkt.

In den Feldern außerhalb der Querhallen stoßen die gegen das Mauerwerk schwach abfallenden vollwandig ausgebildeten Seitenbinder stumpf an die Binderfüße. Sie sind durch Schrauben mit letzteren verbunden und lagern auf kurzen Winkeln.

Die Pfetten laufen über die Obergurte der Binder und sind als Gelenkpfetten ausgebildet. Die Lagerung der Einhängepfette in die beiden über zwei Binder ausladenden Kragpfetten geschieht in einfachster, auch gegen Seitenverschiebung sichernder Art. Als Scheitelpfetten dienen I-, als Normalpfetten ⊏-Träger, die Randpfette ist besonders verstärkt und zur Aufnahme des Dachschubes befähigt. Diesem Zweck dienen auch die Verstrebungen aus Spannstangen, welche Rand- und Nachbarpfetten verbinden. Außerdem ist das erste und jedes weitere dritte Binderfeld als Verspannungsfeld ausgebildet.

Die Querhallenbinder ähneln in ihrer Form denen der Haupthalle (Abb. 10). Sie erreichen aber infolge ihrer geringeren Stützweite in den Mittelteilen nur eine lichte Scheitelhöhe von 12,15 m bei einer lichten Weite von 18,76 m. Mittelbinder und Seitenbinder sind hier organisch miteinander verbunden und durch Übergangsbogen des Untergurtes an die Füße angeschlossen. Die Seitenarme des Binders ruhen, in einem Steigerungsverhältnis 1 : 90 abfallend, auf kurzen Quermauern. Im übrigen wirken die Querhallenbinder, ähnlich wie die der Haupthalle, portalartig. Die Binderstöße sind zentrisch angeordnet und zerlegen den Binder nach Seitenarm, Binderstütze und Mittelbogenstück in für den Eisenbahntransport geeignete Montageteile. Die Pfetten haben gleichen Querschnitt wie die der Haupthalle und verschneiden sich in den Seitenfeldern rechtwinklig mit denen des Hauptbaues durch Anschlüsse an eine Kehlpfette. Fußpfetten begrenzen die seitlichen Oberlichte; sie sind mit den Nachbarpfetten der mittleren Querhalle durch Verspannungen verbunden. Am zweiten Ausbau sind die Großhallenbinder durch vier Felder durchgeführt, ein Vorbau weist verkürzte Seitenarme der Binder auf, die Abschlußwand bei 5 entfällt bei späterer Fortsetzung des Baues. Bei den Querhallenbindern tragen die Füße ebenso wie in der Haupthalle die Anschlüsse für die Galerieträger und eine Kranbahn.

Die Galerieträger aus I NP 36 stützen sich im ersten Bau-

Abb. 7. Aufstellung der Kuppelbinder für die Festhalle.

teil einerseits auf das Mauerwerk, anderseits auf die Binderstützen und besondere Zwischensäulen. Sie sind in einer Entfernung von 3,76 m vom Mauerwerk auf Galeriestützen derselben einfachen Art zwischengelagert. Längs den Binderstützen laufende, mit Geländern versehene Randträger begrenzen die Galerie und sind mit den Kranträgern der Beförderung von Lasten auf die Galerie. Elektroflaschenzüge, die in eigenen Katzbahnen laufen, dienen dem Transport von Ausstellungsobjekten bis zu 500 kg Gewicht.

Die Belastungsannahmen für die statische Berechnung der Halle waren folgende:

Dachkonstruktion. Eigengewicht (außer Stahlkonstruktion): Dachpappe auf Holzschalung und Sparren: 45 kg/m², zufällige Last: Schnee . . . . 75 kg/m², Wind 100 kg/m² bis zu 15 m Höhe, 125 kg/m² über 15 m Höhe senkrecht getroffener Fläche.

Galerie. Eigengewicht: 150 kg/m², Nutzlast: 500 kg/m².

Wagerechter Schnitt über der Galerie. Dachaufsicht. Deckengrundriß. Dachgrundriß.

Abb. 8a. Haus der Technik. Grundrisse.

Schnitt *a—a*. Schnitt *b—b*. Schnitt *d—d*. Schnitt *c—c*.

Abb. 8b. Haus der Technik. Querschnitte.

der Mittelhalle durch Querverbindungen verspannt. — Die Dachhaut besteht aus Pappe auf Holzschalung und Holzsparren. Auch die Galerien sind durch Holzdielen auf Holzbohlen abgedeckt. Die Oberlichter sind mit 6- bis 8mm-Drahtglas auf Rinnensprossen, also kittlos, eingedeckt. Sie gewähren für beide Bauteile zusammen eine Belichtungsfläche von etwa 2000 m².

Die Fundamente der Binder und Galeriestützen sind auf eine Tiefe von etwa 2 m hinuntergeführt und in Stampfbeton hergestellt. Die Umfassungsmauern sind in die in sie hineinragenden Binder und Pfetten verankert.

Zu den Nebenanlagen, deren Lieferung der M. A. N. oblag, gehört vor allem der in der Mittelhalle des Hauptbaues laufende stählerne 5-t-Bockkran: Die Stützweite dieses elektrisch betriebenen Laufkrans beträgt 27,5 m, die Geschwindigkeiten:

für Lastheben: 5 m in der Minute,
für Katzfahren: 20 „ „ „ „ ,
für Laufbewegung: 60 „ „ „ „ .

Auch für die mittlere Querhalle des Ausbaues 2 wurde ein Laufkran mit 2 t Nutzlast vorgesehen. Außerdem dienen zwei an den Binderfüßen drehbar befestigte Schwenkkrane von 4 m Ausladung und 2000 kg Nutzlast

Die Halle wurde aus Thomaseisen von 3700 bis 4400 kg/cm² Bruchfestigkeit hergestellt. Hierfür waren als zulässige Beanspruchungen zugelassen: $\sigma = 1200$ kg/cm² für die Gesamtbelastung ohne Wind und $\sigma = 1400$ kg/cm² für diese mit Wind. Der Binderausführung entsprechend erfolgte deren Berechnung als Zweigelenkbogen mit Fußgelenken. Das gesamte Stahlgewicht beträgt 750 t.

Die Aufstellung des Mittelbaues (Abb. 11), d. h. des ersteren Bauteiles, erfolgte von einem fahrbaren Stahlgerüst aus, das zugleich Schutzgerüst für die Arbeiterkolonnen war, mittels umlegbarer Ständerbäume in der Weise, daß gleichzeitig zwei unten zusammengelegte und genietete Binder aufgezogen und mit Kragpfetten und Verspannungen versehen wurden. Die Einhängepfetten wurden erst nach Aufstellung eines links und rechts von ihnen gelegenen Binderfeldes angeschlossen. Seiten- und Querhallen des ersten Bauteiles, der zweite Bauteil sowie sämtliche Galerien wurden mit einfachen Ständerbäumen aufgestellt. Unliebsame Vorgänge im Jahre 1921 verzögerten Werkarbeit und Montage. Ein lang andauernder Streik der Metallarbeiterschaft von Mainz-Wiesbaden und ein Eisenbahnerstreik im unbesetzten Gebiet nötigte zur Stillegung der Werkstätten, Versandeinstellung und Montageunterbrechung. Nur ein Drittel des ersten Bauteils konnte zunächst aufgestellt werden. Die energische Bau-

leitung entschloß sich rasch zu einer behelfsmäßigen Ergänzung des Baues in Holz. Nach Beendigung des Streiks und der Messe bot die rasche Vollendung des Stahltragwerkes und des Daches keine Schwierigkeiten. Im Jahre 1924 waren die Verhältnisse wieder normal, die Aufstellung des zweiten Bauteiles erfolgte dann auch in wenigen Wochen.

Das **Haus der Moden** verdankt seine Entstehung der sich bereits im Jahre 1924 ergebenden Notwendigkeit, auch für die Textilindustrie und ihre Fertigprodukte neuen Ausstellungsraum zu schaffen. Ein Wettbewerb, den die Messeleitung für deutsche Architekten ausschrieb, ergab die Frankfurter Architekten Robert Wollmann und Professor v. Loehr als Preisträger. Unter Zugrundelegung ihres Vorschlages wurde von ihnen in Gemeinschaft mit Professor Peter Behrens ein Ausführungsprojekt verfaßt, welches eine Halle in Eisenbeton vorsah. Das zur Abgabe eines Angebotes aufgeforderte Werk Gustavsburg der M.A.N. reichte einen Sonderentwurf ein, der sich wohl an die grundlegende Anordnung des Vorprojektes anschloß, in der Art der Ausführung aber wesentlich andere Vorschläge brachte und namentlich im Obergeschoß Stahl an die Stelle des Eisenbetons setzte. Dieser Plan fand die Zustimmung der Messeleitung und in der zweiten Hälfte des Jahres 1924 erfolgte der Zuschlag für Stahlkonstruktions- und Eisenbetonarbeiten an das Werk Gustavsburg, für Gründungs- und Mauerungsarbeiten sowie den Bau des Kellergeschosses an die Firma Eurich in Frankfurt a. M.

Abb. 9. Haus der Technik. Einzelheiten der Binder für die Mittelhalle.

Abb. 11. Haus der Technik. Montagekran bei der Aufstellung des Binders.

Abb. 10. Haus der Technik. Innenansicht der Mittelhalle.

Bedingung für die Auftragserteilung war, daß der Bau für die Frühjahrsmesse bezugsbereit sein müsse.

Der Bau (Abb. 12), welcher sich mit einer einspringenden Ecke von 66 m Länge und 9 m Breite an die westliche Front der Ausstellungshalle anschließt, hat in sonst rechteckiger Grundrißform eine Breite von 36 m und eine Gesamtlänge von 204 m. Er gliedert sich durch alle Stockwerke in eine Mittelhalle von 18 m und zwei Seitenhallen von je 9 m Breite. Eine in der Mitte der Halle angeordnete Durchfahrt mit 6 m Breite dient dem Ausstellungsverkehr von West nach Ost. Im Aufriß teilt sich das Gebäude in drei Geschosse, in ein Kellergeschoß, das sich — dem ansteigenden Terrain entsprechend — nur auf 48 m Länge des nördlichen Hallenteiles erstreckt, ferner in ein Erd- und ein Obergeschoß. Das Erd-

Abb. 12a. Grundriß.

Abb. 12b. Längsschnitt.

Abb. 12c. Querschnitte.

Abb. 12a bis c. Haus der Moden. Grundriß und Schnitte.

geschoß weist eine freie Höhe von etwa 5,5 m, das Obergeschoß seitlich dieselbe Höhe und im Scheitelpunkt eine solche von 9,5 m auf.

Seitliche Galerien und ein auf 6 m Grundrißbreite mit Unterbrechungen durchlaufendes erhöhtes inneres Oberlicht trennen Erd- und Obergeschoß. Die Dachfläche enthält seitliche und ein bis zu den nördlichen Endfeldern durchlaufendes äußeres Oberlicht von 9 m Grundrißbreite. Zwei gegen die Hallenmitte zwischen 13 und 15 sowie 18 und 20 angeordnete Haupttreppen führen vom Erd- zum Obergeschoß. Verschiedene Durchgänge dienen dem Querverkehr des Publikums.

Die Säulen des Erdgeschosses, welche unmittelbar der Galerie und mittelbar den Bindern des Obergeschosses zur Stütze dienen und die Mittelhalle von den Seitenhallen trennen, sind aus Eisenbeton und haben einen Querschnitt von 350 × 600 mm. Stählerne Kopfplatten und Lagerschuhe begrenzen den Betonkörper der Säulen, deren Abstand in der Längsrichtung der Binderteilung von 6 m entspricht. Auf den Säulen einerseits und dem Umfassungsmauerwerk anderseits ruhen die Galerien mit ihren Querträgern. Diese sind als stählerne Fachwerkträger von 900 mm Höhe aus kräftigen, durch Diagonalen verspannten, stellenweise mit Stehblechen versteiften Winkelgurtungen ausgebildet, ragen dort, wo sie die inneren Oberlichter tragen, beiderseits 6 m weit in die Mittelhalle und laufen sonst durch die ganze Hallenbreite. Eine Betonummantelung von 400 mm Breite umgibt sie; an der Unterfläche sind sie durch Rabitz verkleidet. An den Mantelbeton der Querträger schließt sich der Eisenbeton der Galerie in 80 mm Stärke an.

Die Stahlkonstruktion des inneren Oberlichtes, das eine Gesamtfläche von rd. 864 m² überdeckt, ruht auf zwei senkrechten Monierwänden von 2230 mm Höhe und 65 mm Stärke. Diese sind oben durch die aus Winkeleisen und ⊏-Profilen zusammengesetzte Oberlichtfußpfette sowie durch längslaufende Winkel begrenzt, und durch Pfosten aus Winkel- und ⊏-Profilen an die Galeriequerträger angeschlossen. Zwischenpfetten versteifen die Wände in Abständen von 1,50 m. Auf Felderweite voneinander entfernt lagern auf den Hauptpfosten die Oberlichtbinder: Gegen die Hallenmitte beiderseits schwach ansteigend, bestehen sie aus Blechträgern leichtester Konstruktion und unterstützen ihrerseits drei Pfettenstränge aus I-Trägern, welche in Gemeinschaft mit den Oberlichtfußpfetten den Glassparren zur Auflagerung dienen.

Die Stahlkonstruktion des Obergeschosses (Abb. 13) ist in durchaus schlanken Formen gehalten: Einstielige Binder ruhen mit den Seitenarmen auf den Umfassungsmauern und tragen am äußersten Ende ihres in die Mittelhalle hineinragenden, in einem Neigungsverhältnis von 1 : 2,5 ansteigenden Schenkels das äußere Oberlicht, dessen Stahlkonstruktion zugleich die Verbindung der Binder bildet. Der geschlossene einfache Blechträgerquerschnitt der letzteren wächst beiderseits aus dem Stiele heraus und ist im Untergurt kreisbogenförmig an diesen angeschlossen, beide Binderarme verschmälern sich gegen die Mauerwerksauflager und die Hallenmitte zu. Auch bei diesen Bindern ist die Verteilung der zentrierten Stöße beiderseits der Binderstützen günstig gewählt. Die Lamellen haben nur kurze Länge, ihre Baustellennietung ist unwesentlich. Eine in der Längsachse durchgehende, aus schwachen Blechträgern bestehende Längsverbindung ist durch ovale Bleche an die Binder angeschlossen. Über dieser Verbindung läuft eine Pfette aus horizontalen ⊏-Trägern, für die übrigen Pfetten dienen I-Träger. In den nördlichen Endfeldern ist das Dach abgewalmt, das Oberlicht entfällt hier und die Binder sind an dieser Stelle durchlaufend und zweistielig. Bei dem an die Festhalle anschließenden Teil des Bauwerks entfällt der rechte Seitenarm des Binders, die verschmälerten Binderstiele sind hier unmittelbar an das Mauerwerk angeschlossen. Vier Binderfelder sind als Verspannungsfelder ausgebildet.

Das äußere Oberlicht bietet mit kleinen seitlichen Oberlichtern eine Belichtungsfläche von rd. 2100 m². Mit 9 m Stützweite auf den Bindern ruhend, läuft es bis zum vorletzten nördlichen Binderfeld durch und ist im letzten Feld abgewalmt. Die Oberlichtbinder sind der Dachneigung entsprechend sattelförmig aus leichten Blechträgern ausgebildet. Längspfetten und Abschlußpfetten unterstützen in Gemeinschaft mit drei Pfettensträngen aus I-Trägern die Glassprossen und begrenzen die Oberlichter. Sie sind als Blechträger von 750 mm Höhe ausgebildet und mit Absteifungen und Zierkonsolen versehen, die seinen äußeren Eindruck lebhafter gestalten. Rechteckige, mit Holzklappen geschlossene Ausschnitte dienen der Entlüftung.

Äußeres und inneres Oberlicht sind mit Drahtglas eingedeckt, das erstere kittlos auf Rinnensprosse, das letztere eingekittet auf ⊥-Sparren. Die Dacheindeckung besteht aus Pappe auf Holzschalung und Holzsparren.

Die Gründung erfolgte in Stampfbeton. Keller- und aufgehendes Außenmauerwerk sind aus Schlackenbetonsteinen System Eurich hergestellt. Ein Teil der Außenwände ist mit 2 cm-Marmorplatten verkleidet, ein Zierband in Zickzackform gibt damit der Ansichtsfläche ein lebhafteres Gepräge.

Ein Vergleich des Ausführungsplanes mit dem in Eisenbeton aufgestellten Vorentwurf bestätigt die Richtigkeit der Entscheidung der Messeleitung: In der allgemeinen Anordnung gleichen sich beide Projekte, was bei der durchaus zweckmäßigen Wahl derselben nur begrüßt werden kann. Geschoß- und Feldereinteilung, inneres und äußeres Oberlicht, Treppenaufgänge, Durchfahrten und Quergänge, schließlich auch die Wahl des Erfrischungsraumes zwischen den beiden Treppen entsprechen den an ein Ausstellungsgebäude dieser Art zu stellenden Anforderungen und geben eine gute Gesamtlösung. Anders liegt es jedoch mit der Wahl des Baustoffes. Wohl ist für das Erdgeschoß in beiden Fällen Eisenbeton vorgesehen: Während jedoch im Vorprojekt versucht

Abb. 14. Montagekran beim Aufstellen der Binder

Abb. 13. Haus der Moden. Einzelheiten der Hallenbinder.

wird, eine vom Stahlbau entlehnte Binderform in Beton zu übersetzen, ohne doch die schlanken gegliederten Formen des ersteren wiedergeben zu können, läßt das Ausführungsprojekt dem Material seine Eigenart. Rechteckige Säulen ohne jede Zwangsgliederung tragen die ausladende, nur durch Rippen versteifte Galerie und geben dem stützenden, die wuchtende Last tragenden Charakter derselben den richtigen Ausdruck. Keine unecht wirkende Binderkonstruktion mit konsolartig ausladenden Armen stört das Bild des Betons in seinem charakteristischen Gepräge. Im Obergeschoß dagegen tritt die Stahlkonstruktion in den Bindern, Pfetten und Oberlichtern in ihre Rechte. Auch die beste Lösung in Eisenbeton vermag mit ihrer stets schwer wirkenden Querschnittsform die Leichtigkeit, das Emporstrebende nicht wiederzugeben, wie das dem Gustavsburger Entwurf mit seinem gefälligen, ja selbst stellenweise zierliche Gliederung aufweisenden Stahltragwerk gelungen ist. Das Nebeneinander der beiden Entwürfe ist ein schlagender Beweis, wie ein Übergreifen in die Gebiete und Formen des Stahlbaues bei Beton immer zu unnatürlichen Lösungen führen muß.

Wie vorzüglich sich das Haus der Moden auch für andere Zwecke eignet, beweisen zwei photographische Aufnahmen vom Internationalen Musikfest, die sich in dem Sonderdruck der „Neuen Baukunst" finden. Ein „Johann-Sebastian-Bach-Saal" mit eingebauter Orgel im Erdgeschoß und ein „Beethovensaal" im Obergeschoß dienen der Ausführung der großen Meisterwerke der Musik.

Der statischen Berechnung lagen die üblichen Belastungsannahmen zugrunde. Für die Dachbelastung wurde für Pappe, Sparren, Schalung, Rabitz 85 kg/m² in Rechnung gestellt. Für die Galerie betrug die Eigengewichtsbelastung 300 kg/m², die Nutzlast 500 kg/m². Die zulässigen Inanspruchnahmen des Stahls wurden wie beim Hause der Technik gewählt, das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion der Halle betrug 800 t.

Die Ausführung in den Jahren 1924/25 hatte nach überstandener Inflation nicht mehr unter den früheren Schwierigkeiten zu leiden, doch machte sich für die Betonarbeiten die Frostperiode sehr ungünstig bemerkbar. Die Aufstellungsarbeiten (Abb. 14 u. 15) im Winter 1925 mußten gleichzeitig mit den Maurerarbeiten vorgenommen werden, was trotz der Schwierigkeiten der Förderung und Lagerung dank planmäßiger Baustelleneinrichtung und und geschicktem Zusammengehen aller Beteiligten reibunglos gelang. Gute Dienste leisteten hierbei die in dem Lichtbild mit der äußeren Ansicht der Halle wiedergegebenen Turmschwenkkrane. Während die Säulen des Erdgeschosses sowie die Galeriequerträger mit einfachen Ständerbäumen montiert wurden, bediente man sich zur Aufstellung der Stahlkonstruktion des Obergeschosses eines fahrbaren Holzgerüstes mit zwei hölzernen Auslegern, das auf vorgelagerten Schienen und Längsträgern über die Galeriequerträger lief. Die beiderseitigen Binder konnten mit dieser einfachen Einrichtung, die auch das Hochziehen derselben vom Erdgeschoß ermöglichte, zusammengelegt, aufgestellt, durch die Oberlichtbinder verbunden und mit Pfetten und Verspannungen versehen werden.

Abb. 15. Aufnahme der Aufstellungsarbeiten.

Das Einschalen und Betonieren der Galerie ging ursprünglich der Aufstellung des Obergeschosses voran. Anhaltender Frost zwang jedoch dazu, die Montagearbeiten des letzteren vorher durchzuführen und die Säulen und Deckenträger einstweilen abzufangen. Erst nach Eintritt günstiger Witterung folgten die Eisenbetonarbeiten sowie das Einsetzen der inneren Oberlichter.

Die am 31. Dezember 1924 begonnenen Aufstellungsarbeiten konnten am 28. März 1925, die Betonier- und Glasdeckungsarbeiten am 8. April 1925 beendet und damit ein Stockwerksbau von 7334 m² überdeckten und 5700 m² Galeriefläche für die Frühjahrsmesse freigegeben werden.

Wenn diese Leistung auch nicht an die Rekordzeiten reiner Stahlbauten heranreicht, stellt sie angesichts der vorhandenen Behinderungen und Schwierigkeiten dennoch einen schönen Erfolg dar, auf den die ausführenden Firmen stolz sein können.

Betrachtungen zum Wettbewerb zwischen Stahl und Eisenbeton mit besonderer Berücksichtigung des Brückenbaues.

Unter dieser Überschrift hat Herr Dipl.-Ing. Ernst Ackermann, Bochum, in Heft 8 dieser Zeitschrift einen Aufsatz veröffentlicht, welcher den Einsturz zweier Massivbrücken in Serbien behandelt. Über diese beiden Brückeneinstürze berichtet Dipl.-Ing. Antonije Kowač (ebenso wie über den Einsturz einer weiteren — dritten — Straßenbrücke über denselben Fluß) im Heft 8 des „Techničkilist“, Zeitschrift des Vereins jugoslavischer Ingenieure und Architekten vom 30. 4. 1927.

Da von der projektverfassenden Behörde, der Brückenbauabteilung des Ministeriums für öffentliche Bauten, die hydrographischen Unterlagen der einzelnen Projekte weder bei der Angebotsausschreibung noch nach der Katastrophe veröffentlicht wurden, werden in dem vorliegenden Aufsatz mit Hilfe der Formel von Kresnik die in Betracht kommenden Durchflußmengen für die einzelnen Brückenquerschnitte ermittelt. Für diese größten Durchflußmengen werden die mittleren Geschwindigkeiten im Flußprofil vor und nach Einbau der Brücken errechnet und einander gegenübergestellt.

Für die von Ackermann als erstes Beispiel angeführte Stampfbeton-Bogenbrücke in km 156 + 250 (soll richtig heißen: km 126 + 520) errechnet Kowač bei einem Einzugsgebiet von 56 km² und einem Abflußkoeffizienten $\alpha = 1{,}50$ eine größte Durchflußmenge von 315 m³/Sek. Vor Errichtung der Brücke stand für diese Wassermenge ein Durchflußprofil von 135 m² zur Verfügung, was einer mittleren Geschwindigkeit von 2,30 m/Sek. entsprechen würde. Durch den Einbau der Brücke wurde das Profil auf 36 m² verengt, so daß zur Abfuhr der gesamten Hochwassermengen eine Geschwindigkeit von 8,75 m/Sek. erforderlich gewesen wäre.

Als zweites Beispiel nennt Ackermann in seinem Aufsatz die Eisenbetonbrücke in km 146 + 800. Seine Darlegungen und die gezeigten Lichtbildaufnahmen beziehen sich jedoch auf die in Stampfbeton ausgeführte Straßenüberführung mit drei Öffnungen von je 17,0 m bei Draginac. Nach den von Kowač für dieses Bauwerk angestellten Berechnungen ergibt sich für $\alpha = 1{,}25$ bei einem Einzugsgebiet von 657 km² eine Hochwassermenge von 940 m³/Sek. Das Durchflußprofil hatte vor Brückeneinbau 875 m² und es herrschte eine Geschwindigkeit von 1,1 m/Sek. Nach Errichtung der Brücke stand jedoch nur ein Querschnitt von 170 m² zur Verfügung, in welchem zur Abführung des Hochwassers eine Geschwindigkeit von 5,5 m/Sek. hätte auftreten müssen.

Besonders beachtenswert ist auch die Balkenbrücke in km 146 + 800, welche ebenfalls eingestürzt ist, obgleich ihre Unterkante an keiner Stelle die Hochwasserlinie unterzieht. Für dieses Bauwerk wird von Kowač bei einem Einzugsgebiet von 520 km² eine Hochwassermenge von 840 m³/Sek. ermittelt, für welche vor Errichtung der Brücke ein Durchflußquerschnitt von 410 m² zur Verfügung stand. Dieser Querschnitt wurde nach Erbauung der Brücke auf 130 m² eingeengt und bedingte somit eine Steigerung der Durchflußgeschwindigkeit auf 6,45 m/Sek.

Der bei den vorstehenden Berechnungen gewählte Abflußkoeffizient von $\alpha = 1{,}50$ bezw. 1,25 ist jedoch für das Einzugsgebiet des Jardar viel zu günstig. Bei Verwendung eines $\alpha = 2{,}0$ errechnen sich für die einzelnen Brücken Hochwassergeschwindigkeiten von 11,60 m/Sek. bezw. 10,30 m/Sek. und 8,90 m/Sek.

Daß tatsächlich die ungeheuer großen Durchflußgeschwindigkeiten und die mit denselben auftretenden Kolkbildungen den Einsturz der Brücken durch Unterspülung der Pfeiler und Widerlager herbeigeführt haben, veranschaulicht Kowač durch Eintragung der nach den Katastrophen gemessenen Sohlenlagen in die Längsschnitte der Brücke, aus denen dann klar die Unterspülung der Pfeiler und Widerlager ersehen werden kann.

Die drei besprochenen Fälle zeigen eindeutig, daß die Ursache der Einstürze in allen Fällen nicht in dem Umstande zu suchen ist, daß die Widerlager und Kämpfer der Bogen zu weit in das Hochwasserprofil eintauchten. Alle drei Brücken hätten bei Ausbildung als Balkenbrücken in Stahl bei gleichen Spannweiten und gleicher Höhenlage der Fahrbahn unter denselben katastrophalen Umständen unbedingt dasselbe Schicksal erfahren, da sich die rechnungsmäßigen Hochwassergeschwindigkeiten durch die Wahl eines anderen Baustoffes nur um ein geringes Maß ermäßigt hätten. Die von den Projektverfassern von vornherein zu gering bemessenen Durchflußöffnungen sowie das Fehlen jeglicher Sicherung der Sohle in den flußauf- und abwärtsanschließenden Flußstrecken sind die Gründe für die Einstürze dieser mit bedeutendem Kostenaufwand errichteten Bauwerke.

Dr. Petry.

Erwiderung.

Zunächst danke ich Herrn Dr. Petry für die wertvollen Ergänzungen meiner kurzen Mitteilung, geht doch aus ihnen unzweideutig hervor, daß die beiden erwähnten Betonbogenbrücken infolge Hochwassers zum Einsturz kamen. Mangels näherer Mitteilungen konnte ich damals nur eine dahingehende Vermutung aussprechen.

Wenn auch die Sparsamkeit der Baubehörde bei den erwähnten Brücken an sich zu unzulänglich kleinen Durchflußquerschnitten führte, so bleibt immer noch dahingestellt, ob dies nicht mit auf das Bestreben zurückzuführen war, die Errichtung von Betonbrücken überhaupt zu ermöglichen.

Der Zweck meines Hinweises war der, für die Gefahren weitgehender Einengung der Durchflußquerschnitte weitere Beweise zu erbringen, zumal bekanntlich gewisse Auffassungen diese Gefahren als unerheblich hinzustellen versuchen. Ob dabei grundlegende fehlerhafte Bemessungen großen Ausmaßes oder nachträgliche weitere Einengungen durch Einbauen von Kämpfern das ausschlaggebende Merkmal bilden, ist weniger von Belang. Herr Dr.-Ing. Weiss hat ja auch bereits in seinem Aufsatz in Heft 2 des „Stahlbau“ eine Reihe von Einstürzen von Massivbrücken angeführt, bei welchen ein besonderes Mißverhältnis zwischen Durchflußquerschnitten und Durchflußmengen offenbar nicht bestanden hätte, wenn der Einbau tiefliegender Kämpfer vermieden wäre. Im übrigen beweist auch die Tatsache, daß die jugoslavische Baubehörde die eingestürzten Betonbogenbrücken durch Stahlbrücken ersetzte, zur Genüge, welche Bedeutung sie der Freihaltung der Durchflußquerschnitte von einengenden Widerlagern beimißt.

E. Ackermann.

Versuche und Berechnung von elektrisch verschweißten I-Trägern.

(Eine Ergänzung zu dem gleichlautenden Artikel des Herrn Dipl.-Ing. E. G. Stelling, Hamburg, in Heft 3 dieser Zeitschrift vom 4. Mai 1928, Seite 31 ff.)

Von Dipl.-Ing. **C. J. Hoppe**, Darmstadt.

Das Interesse, das die auf den konstruktiven Stahlbau angewendete moderne Schweißtechnik berechtigterweise beanspruchen darf, gab in letzter Zeit mehrfach Veranlassung, Ergebnisse von Versuchen auf diesem Gebiet der gesamten Fachwelt mitzuteilen. In diesem Sinne ist auch der vorbezeichnete Artikel des Herrn Dipl.-Ing. Stelling sehr begrüßenswert, da er der Allgemeinheit neue Erkenntnisse vermittelt.

Die im Zusammenhang mit den beschriebenen Versuchen angestellten theoretischen Erwägungen sind jedoch in der vorgelegten Form nicht in allen Punkten zutreffend. Es scheint daher geboten, diese theoretischen Ableitungen zu berichtigen bezw. zu ergänzen.

Nach St. beträgt das Verbundsträgheitsmoment der teilweise geschweißten Träger

$$J_s = (J_o + J_u) + \left[F_o \cdot h_{o_s}^2 + F_u \cdot h_{u_s}^2\right] \cdot \varphi \tag{1}$$

wobei der „Verbundfaktor“ φ bei durchlaufend geschweißten Trägern = 1 wird. Für φ ist auf versuchstechnischem Wege die Beziehung gefunden:

$$\varphi = \sqrt[8]{\frac{2\,l\,s}{l}} \tag{2}$$

Mit Recht weist St. auf die Abhängigkeit zwischen den durch Biegung erzeugten Scherkräften und den Längen der Schweißnähte hin. Die der Klärung dieser Frage dienende Ableitung enthält aber einen Irrtum, den ich richtigstellen möchte.

Theoretisch ergibt sich eine Durchbiegung infolge P in Trägermitte

a) für den unverbundenen Träger, dessen beide Profile reibungslos aufeinanderliegen:

$$f_1 = P \cdot \frac{l^3}{48 \cdot E \cdot (J_o + J_u)} \tag{3}$$

b) für den verbundenen Träger, dessen Verbundwirkung durch die Kraft P_s dargestellt ist:

$$f_2 = P \cdot \frac{l^3}{48 \cdot E \cdot J_s} = P \cdot \frac{l^3}{48 \cdot E \cdot (J_o + J_u)} - f_2'. \tag{4}$$

Hierbei ist J_s das Trägheitsmoment des Verbundquerschnittes und f_2' derjenige Anteil, welcher durch die kombinierte Wirkung entsteht. Dieser Anteil berechnet sich wie folgt: Der kombinierte Träger wird in die beiden Einzelprofile zerlegt und die Verbundwirkung (Reibung oder Schweißung) als äußere Kraft P_s angebracht.

Die hieraus folgernde Durchbiegung f_2' ist nach Mohr:

$$f_2' = \frac{P_s \cdot \frac{h_o}{2} \cdot l + P_s \cdot \frac{h_u}{2} \cdot l}{E \cdot (J_o + J_u)} \cdot \frac{l}{8} = P_s \cdot \frac{l^2\left(\frac{h_o}{2} + \frac{h_u}{2}\right)}{8\,E\,(J_o + J_u)}.$$

Da P_s von der Art der Verbindung abhängig ist, setzen wir:

$$(5) \qquad f_2' = \frac{1}{k} \cdot P_s \cdot \frac{l^2\left(\frac{h_o}{2} + \frac{h_u}{2}\right)}{8\,E \cdot (J_o + J_u)}$$

wobei $\frac{1}{k}$ der „Wirkungsfaktor" von P_s sei.

Gl. 4 schreibt sich nun:

$$(6) \quad f_2 = P \cdot \frac{l^3}{48\,E \cdot J_s} = P \cdot \frac{l^3}{48 E \cdot (J_o + J_u)} - \frac{1}{k} \cdot P_s \cdot \frac{l^2\left(\frac{h_o}{2} + \frac{h_u}{2}\right)}{8\,E\,(J_o + J_u)}$$

hieraus folgt:

$$\frac{1}{k} \cdot P_s \cdot \frac{\frac{1}{2}(h_o + h_u)}{8\,(J_o + J_u)} = P \cdot \frac{l}{48} \cdot \left[\frac{1}{J_o + J_u} - \frac{1}{J_s}\right]$$

$$(7) \qquad P_s = P \cdot \frac{1}{3} \cdot k \cdot \frac{l}{h_o + h_u} \cdot \left[\frac{J_s - (J_o + J_u)}{J_s}\right].$$

(Im Artikel St. sind in diesen Formeln einige Druckfehler unterlaufen.)

Das Trägheitsmoment des Verbundquerschnittes J_s läßt sich ausdrücken als:

$$J_s = (J_o + J_u) + \varDelta J,$$

wobei $\varDelta J$ der Zuwachs an Trägheitsmoment infolge der Verbundwirkung ist.

Damit geht Gl. 7 über in

$$P_s = P \cdot \frac{1}{3} \cdot k \cdot \frac{l}{h_o + h_u} \cdot \left[\frac{(J_o + J_u) + \varDelta J - (J_o + J_u)}{(J_o + J_u) + \varDelta J}\right]$$

$$(7\text{a}) \qquad P_s = P \cdot \frac{1}{3} \cdot k \cdot \frac{l}{h_o + h_u} \cdot \left[\frac{\varDelta J}{(J_o + J_u) + \varDelta J}\right]$$

Für die Ermittlung des Wirkungsfaktors k wird der unsymmetrische Querschnitt (als allgemeinster Fall) zugrunde gelegt.

Bei einer Last P in Trägermitte wird im Verbundträger

$$(8) \qquad P_s = \frac{Q \cdot S_s}{J_s} \cdot \frac{l}{2} = P \cdot \frac{l}{4} \cdot \frac{F_o \cdot h_{o_s}}{(J_o + J_u) + \varDelta J}.$$

P_s nach Gl. 7a u. 8 müssen einander gleich sein, also

$$P \cdot \frac{1}{3} \cdot k \cdot \frac{l}{h_o + h_u} \cdot \left[\frac{\varDelta J}{(J_o + J_u) + \varDelta J}\right] = P \cdot \frac{l}{4} \cdot \frac{F_o \cdot h_{o_s}}{(J_o + J_u) + \varDelta J}.$$

$$(9) \qquad k = \frac{3}{4} \cdot \frac{F_o \cdot h_{o_s}\,(h_o + h_u)}{\varDelta J}.$$

Man erkennt, daß k bei irgendwie gewählten Querschnitten eine Funktion von $\varDelta J$ ist; $\varDelta J$ ist aber, wie die Versuche erwiesen haben, von der Länge der Schweißnähte abhängig. So ergibt sich, daß auch k ein mit der Schweißlänge veränderlicher Koeffizient ist.

Grenzwert von k bei Vollschweißung,

Hierbei wird die Verbundwirkung so wirksam angenommen, daß

$$J_s = (J_o + J_u + \varDelta J = (J_o + J_u) + (F_o \cdot h_{o_s}^2 + F_u \cdot h_{u_s}^2); \text{ oder}$$

$$\varDelta J = (F_o \cdot h_{o_s}^2 + F_u \cdot h_{u_s}^2)$$

$$\text{Mit } h_{u_s} = \frac{F_o\,(h_o + h_u)}{(F_o + F_u) \cdot 2} \text{ und } h_{o_s} = \frac{F_u\,(h_o + h_u)}{(F_o + F_u) \cdot 2} \text{ wird}$$

$$(9\text{a}) \quad k = \frac{3}{4} \cdot \frac{F_o \cdot F_u\,(h_o + h_u)^2 \cdot 4 \cdot (F_o + F_u)^2}{(F_o + F_u)\,2 \cdot (F_o \cdot F_u^2 + F_u \cdot F_o^2)\,(h_o + h_u)^2} = \frac{3}{2}.$$

Dieses Ergebnis stimmt mit dem von St. gefundenen Resultat überein, ist aber vom symmetrischen Querschnitt vorstehend auf jeden unsymmetrischen Querschnitt erweitert.

Der Rückschluß, den St. über die mutmaßliche Veränderung von k bei nur teilweiser Schweißung zieht, beruht auf einem Irrtum. Das erweist der Grenzwert von k bei unverbundenen Trägern.

$$J_s = (J_o + J_u) + \varDelta J = (J_o + J_u) + \theta$$

$$\varDelta J = \theta.$$

$$(9\text{b}) \qquad k = \frac{3}{4} \cdot \frac{F_o \cdot h_{o_s}\,(h_o + h_u)}{\theta} = \infty.$$

Dieser Wert wird in Wirklichkeit natürlich nicht erreicht, da infolge der Reibung zwischen den beiden Trägern stets eine gewisse Verbundwirkung besteht, also $\varDelta J > 0$.

Die Abhängigkeit des Faktors k von der Schweißlänge ergibt sich übrigens ohne weiteres auch aus der Gl. 9, wenn man setzt:

$$\varDelta J = \left[F_o \cdot h_{o_s}^2 + F_u \cdot h_{u_s}^2\right] \cdot \varphi,$$

wobei φ der mit der Schweißlänge veränderliche Verbundfaktor gemäß Gl. 2 ist, also

$$k = \frac{3}{4} \cdot \frac{F_o \cdot h_{o_s}\,(h_o + h_u)}{\left[F_o \cdot h_{o_s}^2 + F_u \cdot h_{u_s}^2\right] \cdot \varphi}.$$

$$\text{Mit } h_{u_s} = \frac{F_o\,(h_o + h_u)}{(F_o + F_u) \cdot 2} \text{ und } h_{o_s} = \frac{F_u\,(h_o + h_u)}{(F_o + F_u) \cdot 2} \text{ wird}$$

$$(10) \quad k = \frac{1}{\varphi} \cdot \frac{3}{4} \cdot \frac{F_o \cdot F_u\,(h_o + h_u)^2 \cdot 4 \cdot (F_o + F_u)}{(F_o + F_u) \cdot 2 \cdot (h_o + h_u)^2 \cdot F_o \cdot F_u} = \frac{1}{\varphi} \cdot \frac{3}{2}.$$

Mit diesem Ergebnis stimmen auch die oben entwickelten Grenzfälle für k (Gl. 9a und 9b) überein.

Bei Vollschweißung:

$$(10\text{a}) \qquad \varphi = \sqrt[8]{\frac{2\,l_s}{l}} = 1{,}00; \quad \text{also } k = \frac{1}{\varphi} \cdot \frac{3}{2} = \frac{3}{2}.$$

Bei unverbundenen Trägern:

$$(10\text{b}) \qquad \varphi = \theta; \qquad \text{also } k = \frac{1}{\varphi} \cdot \frac{3}{2} = \infty.$$

Die Schubkraft für den verbundenen Träger berechnet sich also mit Bezug auf Gl. 7a:

$$P_s = P \cdot \frac{1}{3}\,k \cdot \frac{l}{h_o + h_u} \cdot \left[\frac{\varDelta J}{(J_o + J_u) + \varDelta J}\right]$$

$$= P \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{\varphi} \cdot \frac{3}{2} \cdot \frac{l}{h_o + h_u} \cdot \left[\frac{(F_o \cdot h_{o_s}^2 + F_u \cdot h_{u_s}^2) \cdot \varphi}{J_s}\right].$$

$$(11) \qquad P_s = P \cdot \frac{l}{2\,(h_o + h_u)} \cdot \frac{F_o \cdot h_{o_s}^2 + F_u \cdot h_{u_s}^2}{J_s},$$

wobei die Abhängigkeit zur Schweißlänge durch J_s (nach Gl. 1) ausgedrückt ist.

Für den symmetrischen Querschnitt ist demnach:

$$(12) \qquad P_s = P \cdot \frac{l}{2 \cdot 2 \cdot h} \cdot \frac{2 \cdot F \cdot \frac{h^2}{4}}{J_s} = P \cdot \frac{l \cdot F \cdot h}{8 \cdot J_s}$$

oder, um mit den Bezeichnungen des St. zu schreiben:

$$(12\text{a}) \qquad P_s = \mathfrak{Q} \cdot \frac{S_s}{J_s}.$$

Dieses Resultat ist zunächst nur theoretisch zu werten, da — wie ohne weiteres vorauszusehen und durch die von St. beschriebenen Versuche auch bestätigt — die Reibung zwischen den Flanschen mit steigenden Laststufen einen wachsenden Einfluß auf die Verbundwirkung ausübt. Ob die Verhältnisse bei großen Stützweiten in dieser Hinsicht die gleichen bleiben, ist zu bezweifeln. Dieselben Bedenken gelten bezüglich der Gültigkeit der Formel

$$\varphi = \sqrt[8]{\frac{2\,l_s}{l}},$$

deren versuchstechnische Ableitung mit nur einer Stützweite (nämlich 2 m) durchgeführt ist. Auch bleibt zu prüfen, wieweit anders geartete Belastungsfälle die Ergebnisse beeinträchtigen. Hier weitere Klärung zu schaffen, dürfte die Aufgabe neuer Versuche sein.

Zur Ergänzung des Herrn Dipl.-Ing. C. J. Hoppe.

Es freut mich, daß Herr Dipl.-Ing. C. J. Hoppe, Darmstadt, eine Ergänzung zu meiner Arbeit „Versuche und Berechnung von verschweißten I-Trägern" geliefert hat, wobei er auf einen Druckfehler aufmerksam macht. Es muß auf Seite 34 heißen:

$$P_s \cdot \frac{\frac{1}{2}\left(h_o + h_u\right)}{k\,8\,(J_o + J_u)} = P \cdot \frac{l}{48}\left[\frac{1}{(J_o + J_u)} - \frac{1}{J_s}\right]$$

oder

$$P_s = P \cdot \frac{1}{6} \cdot k \cdot \frac{l}{h}\left[\frac{J_s - (J_o + J_u)}{J_s}\right].$$

Ich habe in meiner Ableitung des Wertes k absichtlich eine Lösung für die Zwischenstadien zwischen den über den Auflagern nur in den Endpunkten und den über ganze Trägerlänge verschweißten Trägern vermieden, da die Anwendung des Mohrschen Verfahrens zur Ermittlung der elastischen Durchbiegung nur für die beiden Endstadien Gültigkeit behält. Für die Zwischenstadien mit teilweiser Verschweißung sind die statischen Verhältnisse ganz andere. Die Beibehaltung der statischen Verhältnisse der Endstadien auf die Träger mit teilweiser Verschweißung führt dann auch zu dem eigenartigen Ergebnis, daß für unverbundene Träger der Wert k und damit auch die Schubkraft P_s unendlich groß wird, wo doch die Schubkraft, abgesehen von dem Restbetrag aus der Reibung zwischen den Trägern, zu Null werden muß. Vielmehr muß die

von mir in meinem Aufsatz geäußerte Meinung berechtigt sein, daß mit kleinerer Schweißnahtlänge auch die Durchbiegung größer und somit auch der Wert k und die Schubkraft P_s kleiner wird. Die Kenntnis der Zwischenwerte für k ist zur Klärung des theoretischen Vorganges zwar wissenswert, aber für die Praxis nicht so bedeutungsvoll, da die Schweißnaht zur Sicherstellung der Verbundwirkung beider Träger eine größere Länge erfordert, als für die Aufnahme der Schubkräfte nötig ist. Es möge hier noch vermerkt werden, daß der aus den Versuchen an Trägern gleicher Höhe gefundene Verbundsfaktor

$$\varphi = \sqrt[8]{\frac{2\, l_s}{l}}$$

doch nur Geltung haben kann für Träger mit gleicher oder annähernd gleicher Höhe, wie es in der Baupraxis auch allgemein üblich sein wird. Inwieweit die Werte des Verbundfaktors aus der Formel von den tatsächlichen Ergebnissen bei gleichmäßiger oder bei teilweiser Belastung gegenüber einer Einzellast in Trägermitte abweichen wird, müssen weitere Versuche aufklären. Dipl.-Ing. E. G. Stelling, Hamburg.

Verschiedenes.

Bauunfälle. Die in den letzten Monaten mehrfach vorgekommenen Einstürze von Eisenbetonbauten haben zu verschiedenartigen Erklärungen interessierter Kreise in der Fach- und Tagespresse geführt. Wenn hierbei in gleicher Weise — wie dies schon seit Jahren bei solchen Anlässen der Fall ist — die Behauptung, „daß jene Einstürze mit dem Eisenbeton als solchen nichts zu tun hätten", auch in diesen Veröffentlichungen wiederkehrt, so mag sich die Fachwelt selbst ein Urteil bilden, ob ein eingestürzter Eisenbetonbau mit der Eisenbetonbauweise als solcher etwas zu tun hat oder nicht.

Verschiedentlich ist aber bei diesen neuesten Berichten davon gesprochen worden, daß, namentlich in Prag, auch andere Bauten eingestürzt seien, u. a. in der Form, daß das tschechische Bauförderungsgesetz nicht nur zu dem einen großen Einsturz eines Eisenbetonbaues, sondern zu sehr vielen Einstürzen von Bauten der verschiedensten Bauarten und Baustoffe geführt habe. Um falschen Vermutungen vorzubeugen, sei hier festgestellt, daß gegenwärtig auch in Prag, dem Schauplatz der großen Eisenbetonkatastrophe, verschiedene große Stahlbauten errichtet werden,[1]) und daß dort kein Stahlbau vom Einsturz betroffen wurde.

Abb. 1. Gesamtansicht des neuen Penobscot-Hauses in Detroit.

Das Stahlskelett im heutigen amerikanischen Hochhausbau. Bei Gestaltung und Ausbau solcher für die heutige Wirtschaft Amerikas unentbehrlichen oder jedenfalls kennzeichnenden Gebäude allergrößten Ausmaßes ist in der Zeit sparsamen Bauens eine einfache, betriebssichere und wirtschaftliche, konstruktiv einwandfreie und materialgerechte Bauweise mindestens ebenso wichtig wie die rein architektonische Durchdringung des ganzen Bauobjektes. Ingenieurhaftes Denken und künstlerisches Gefühl müssen sich beim Hochbau solcher Art glücklich vereinen, wenn ein reifes Bauwerk im Sinne unserer Zeit entstehen soll. Es ist im Interesse von Bauherrn und Baukünstler also mehr als je zuvor unter anderem die geeignete Auswahl des Baustoffes für das Tragwerk solcher Riesenbauten wichtig.

Ihr aus biegungs- und knickfesten Rahmen bestehendes, vom Fundament bis zum Dach aufsteigendes und alle Kräfte aufnehmendes Skelett gibt dem Ganzen zusammen mit dem wagerechten Verband der Decken den einzigen Halt, ist also der wichtigste Teil des ganzen Bauwerks und die Wahl des Baustoffs dafür von denkbar größter Bedeutung.

Die Bauweise in Stahl, für die hier ein weiteres und besonders bemerkenswertes Beispiel aus Amerika genannt werden soll, ist im „Stahlbau" bereits früher sehr ergiebig — und zwar auch in der Hauptsache auf Grund amerikanischer Erfahrungen — behandelt worden,[2]) der Verfasser seinerseits hat den Gegenstand u. a. in der Zeitschrift „Deutsches Bauwesen" vom 1. Oktober 1928 in seinem Aufsatz „Die Architektur und Konstruktion moderner Zweckbauten" besprochen.

Eng. News-Rec. vom 20. September 1928 bringt die eingehende Beschreibung der stählernen Tragkonstruktion für das 47 Stockwerke umfassende Penobscot-Haus an der Fort- und Griswold-Straße in Detroit. Es ist im Grundriß etwa viereckig gestaltet, etwa 42 m breit und 44 bis 47 m tief, hat eine Höhe von 172 m und über dem Dache noch einen 37 m hohen Leuchtsignalturm aus Stahl, dessen Spitze sich also rd. 203 m über der Straße erhebt.

Eine Gesamtansicht dieses nach neuzeitlichen Grundsätzen errichteten Gebäudes ist in Abbild. 1, das System des Stahlskeletts in Abb. 2, Grundriß und Einzelheiten desselben in Abb. 3 u. 4 dargestellt.

Das Gebäude hat vom sechsten Stockwerk an die typische Form eines H-Querschnitts mit zwei Lichthöfen von 9,75 m Breite und rund 12 bis 15 m Tiefe. Unter diesem Teil des Hauses befindet sich ein großer, freier Raum von 12 × 30 m Fläche und rd. 13,4 m Höhe, durch Säulenstellung nicht beengt, aber überspannt von besonderen Hängetragwerken, die in sehr kräftiger Konstruktion die Säulen der darüberliegenden Stockwerke tragen und abfangen.

Abb. 2. Schema des Tragskeletts.

Die Höhe der unteren Stockwerke wechselt zwischen 3,65 bis 5,20 m, die oberen haben im Mittel etwa 3,35 m Höhe. Vom 41. Stockwerk des Gebäudes an sind die Außenwände, wie bei solcher Höhe üblich, zurückgesetzt.

Abb. 3. Grundriß.

[1]) Vergl. u. a. „Stahlbau" 1928, S. 35 u. 70.

[2]) Vergl. „Der Stahlbau" 1928, Heft 1, S. 12: Baustahl und Eisenbeton im Ingenieurbau;
ebenda Heft 3, S. 35: Baustoffwahl und Baugeldverzinsung;
ebenda Heft 4, S. 38: Grenzen für die Lebensdauer des Baustahls;
ebenda Heft 4, S. 48: Baustahl, Bank- und Geschäftshausbau.

Das Stahltragwerk des Gebäudes hat sehr große Belastungen in senkrechter und wagerechter Richtung (Wind) aufzunehmen und zu übertragen; es ist also in allen Einzelheiten, bei der Abfangkonstruktion über der großen Halle sowie in bezug auf die Eckversteifungen entsprechend sorgfältig, z. T. sehr bemerkenswert ausgebildet.

Von den z. T. durch mehrere Stockwerke durchgehenden Stützen sind im Innern der genannten Bankhalle einige eingebaut worden, die bis zu 2300 t beansprucht werden. Hier sind auch Blechträger von rd. 3,7 m Höhe zum Abfangen der Stützen für die Obergeschosse verwendet (Abb. 2).

Eine besondere Sorgfalt wurde auf die klare und einwandfreie Aufnahme des bei solcher Haushöhe zu bedeutenden Werten anwachsenden Winddrucks durch einen entsprechend ausgebildeten Verband verwendet.

Das Stahlskelett wurde im Werk der American Bridge Co. hergestellt und von der Detroit Steel Construction Co. aufgestellt, die Ende März 1928 mit diesen Arbeiten zu Ende war.

Über die Gründung des Bauwerkes ist in derselben Zeitschrift unter dem 29. Dezember 1927 berichtet.

Die Errichtung dieses modernen Riesenhauses ist ein neuer Beweis des großen Vertrauens, das amerikanische Architekten und Ingenieure für Bauten dieses Umfangs dem Stahlbau entgegenbringen: Wenn in Deutschland Bauten dieser Größe aus verkehrstechnischen, topographischen und wirtschaftlichen Gründen auch kaum in Frage kommen, so kann man daraus doch auch bei uns die Erkenntnis mitnehmen, daß die in gewissen deutschen Fachkreisen gelegentlich noch geäußerten Einwände gegen den Stahlbau gegenstandslos sind.

Dr.-Ing. Herbst, Berlin.

Abb. 4. Einzelheiten des Tragwerks.

Die Forstwerder Brücke in Halle. Über dieses Bauwerk berichtet in der Deutschen Bauzeitung vom 20. Oktober Stadtbaurat Prof. Dr.-Ing. Heilmann in Halle. Es handelt sich um einen bescheidenen Fußgängersteg von 2 m Breite, der das auf einer Insel errichtete Freibad mit dem Festlande verbindet. Der Steg, ein eingespannter Bogen mit 47 m Spannweite und 6,7 m Pfeil, ist in Eisenbeton ausgeführt worden.

Es ist interessant zu hören, von welchen wirtschaftlichen und schiffahrtstechnischen Erwägungen man sich beim Bau dieses Steges leiten ließ:

„Es drängte sich die Frage auf, ist es vertretbar, die nicht unbeträchtlichen Kosten für eine feste Eisenbetonbrücke auszugeben oder ist es richtiger, im Hinblick auf den vielleicht nur kurzen Bestand des Bades und der Brücke sich mit einer Holzbrücke zu begnügen. — Zwei Planungen wurden aufgestellt und unter den Fachfirmen zur Angebotsabgabe ausgeschrieben. Die Kosten für die Holzbrücke beliefen sich auf ungefähr die Hälfte der Mittel, die für eine Eisenbetonbrücke notwendig waren. — Gegen die Ausführung der Brücke in Holz machte die Strompolizei Bedenken geltend, weil durch die sichtverbauende Holzbrücke die Gefahren für die Schiffahrt erheblich geworden wären. Damit war der Bau einer Eisenbetonbrücke als einzige Möglichkeit übriggeblieben."

Es bleibt noch eine andere Möglichkeit der Ausführung übrig, doch scheint man diese überhaupt nicht erwogen zu haben, geschweige denn, daß man bei Firmen, denen die Ausführung nach dieser Möglichkeit liegt, angefragt hätte. Unter Wahrung der äußeren Form des Eisenbetonstegs sieht dann die Ausführung nach der anderen Möglichkeit so aus:

Zwei durch einen Verband gekuppelte I-Träger werden an beiden Widerlagern zur Freimontage ausgelegt und, durch Rückhaltseile gehalten, so weit vorgeschoben, daß das Mittelstück eingelegt werden kann. Die Tragkonstruktion ist fertig. Der Holzbelag, an den Bogenenden in eine Treppe auslaufend, wird unmittelbar auf die I-Träger aufgelegt, das Geländer an den Trägerstegen befestigt. Der Fußgängersteg ist fertig.

Nach Angabe des vorgenannten Verfassers belaufen sich die Ausführungskosten des Eisenbetonsteges auf 40 000 R.-M. (Dafür kann man schon ein respektables städtisches Wohnhaus bauen.) Also für den sichtverbauenden Holzsteg, der die Hälfte kosten sollte, 20 000 R.-M. Ich weiß wirklich nicht, wo ich für den Steg nach der vorbeschriebenen Ausführung 20 000 R.-M. unterbringen soll!

Was die Kosten des Eisenbetonsteges aufgezehrt hat, war nicht die Eisenbetonmasse als solche, sondern das in die Saale eingebaute Lehrgerüst mit allem Drum und Dran (Schiffahrtsöffnung, Leitwerke). „Motorlose Kähne wurden mit Hilfe eines Bugsierbootes durch diese Öffnung gezogen" — und das alles wegen eines Steges, der nach einem Freibad führt, das von vornherein mit einem „vielleicht nur kurzen Bestand" in Rechnung gesetzt ist.

Zusammenfassend: Nicht jedes Bauwerk aus Eisenbeton eignet sich für die Veröffentlichung. Und wenn man es trotzdem im Interesse der Eisenbeton-Ästhetik tut, soll man aus anderen Gründen über die Kosten schweigen.

Czech.

Vom Bau der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld. Zu diesem in Nr. 15 des „Stahlbau" veröffentlichten Bericht wird uns mitgeteilt:

Die alte Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld ist in den Jahren 1872/73 durch die Gutehoffnungshütte-Oberhausen nach dem Entwurf von Hartwich, der etwa zehn Jahre vorher schon die formschöne alte Koblenzer Rheinbrücke entworfen hatte, erbaut worden. Sie hatte vier Stromöffnungen von je 97 m Stützweite, anschließend zwei doppelarmige Drehbrücken und eine Anzahl Flutöffnungen im Mauerwerk. Der Baustoff war Schweißeisen, das Gewicht der eisernen Überbauten betrug 2600 t. Mit dem Bau der beiden genannten Rheinbrücken, der Koblenzer und der Duisburg-Hochfelder, beginnt der Aufschwung im Bau von Bogenbrücken. Sie zeigten zum ersten Male Fachwerk zwischen gekrümmten konzentrischen Gurten.

Berichtigung. Die zu dem Aufsatz „Der Umbau des Berliner Wintergartens" in Heft 14 gehörende Zahlentafel (Seite 168) enthält leider einige Unrichtigkeiten. Sie bezieht sich außerdem nicht auf Abb. 6, sondern auf Abb. 7. Wir geben sie nachstehend in berichtigter Form wieder:

Zahlentafel.

Stab	Vom Dreigelenkbogen: Eigengewicht +	Eigengewicht −	Schnee rechts	Schnee links	Schnee voll	Wind rechts	Wind links	Eigengewicht der Konsole + t	Eigengewicht der Konsole −	Größte Stabkraft t +	Größte Stabkraft −
1	2,95	.	+ 0,30	+ 1,50	+ 1,8	+ 0,20	+ 1,95	3,50	.	9,20	.
2	.	4,40	— 1,00	— 2,25	— 3,25	— 0,60	— 1,05	.	3,80	.	12,50
3	.	3,80	— 0,85	— 1,95	— 2,8	— 0,52	— 0,95	.	3,30	.	10,85
4	.	5,50	— 1,20	— 2,80	— 4,0	— 0,75	— 1,30	.	4,70	.	15,50
5	3,10	.	+ 0,70	+ 1,55	+ 2,25	+ 0,43	+ 0,70	2,60	.	8,65	.
6	1,00	.	— 0,13	+ 0,45	+ 0,32	— 0,05	+ 1,50	1,80	.	4,75	.
7	.	2,85	— 0,62	— 1,45	— 2,07	— 0,38	— 0,70	.	2,50	.	8,12

Ergänzend sei außerdem noch mitgeteilt, daß die statische Untersuchung der alten Dachkonstruktion von Herrn Dipl.-Ing. Johannes Rosenthal, Ber. Ing., Berlin, durchgeführt wurde und daß sich deren Ergebnisse mit den eigenen statischen Untersuchungen und Nachprüfungen von Geh. Baurat Dr. Friedrich decken.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage zur Zeitschrift DIE BAUTECHNIK Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des ersten Jahrganges „Der Stahlbau" 7,50 R.-M. und Postgeld

1. Jahrgang | BERLIN, 28. Dezember 1928 | Heft 20

Ein moderner Stahlskelett-Hochbau in München.

Von Dr.-Ing. **W. Weiß**, München.

Wenn der Stahlskelett-Hochbau in solchen Städten, die in bezug auf die Frachtverhältnisse günstig zu den Erzeugungsstätten der stahlschaffenden Industrie liegen oder welche den Anforderungen der Zeit unmittelbar Rechnung tragen, ständig und unaufhaltsam an Boden gewinnt, so ist dies bei den unbestreitbaren Vorzügen der neuen Bauweise nicht weiter verwunderlich. Erfordern doch die heutigen schwierigen Verhältnisse gerade im Baugewerbe die restlose Ausnutzung aller Vorteile. Wenn aber in einer Stadt wie München mit seiner starken Vorliebe für das Überlieferte und den Eisenbetonbau die Stahlskelettbauweise Eingang finden kann, so will dies viel besagen. Um so mehr, wenn — wie es bei dem hier zu besprechenden Neubau der Fall war — bei der Wahl der Bauweise der Eisenbeton von vornherein ausschied. Es ist noch nicht gar so lange her, und man wird sich noch daran erinnern, daß man hier bei der großen Mehrzahl aller Hochbauten das gegenteilige Verfahren übte und sich ohne allzulange Überlegung für den Eisenbeton entschloß, ohne also die Vor- und Nachteile der Bauweisen ernsthaft gegeneinander abzuwägen. Eisenbeton war eben sozusagen die Mode, und eine Baufirma wollte nicht dadurch als rückständig gelten, daß sie bei der althergebrachten Träger- und Ständerbauweise verblieb. So entstanden eine große Reihe von Eisenbetonfirmen; um so mehr, als in München das gute Kiesvorkommen der Entwicklung des Eisenbetons sehr günstige Bedingungen bot. Heute deuten aber alle Anzeichen darauf hin, daß sich auf dem Gebiete des Bauwesens diejenige Umwälzung vollziehen wird, die in anderen Gegenden Deutschlands längst im Gange ist, wo ohne Zweifel die Stahlskelettbauweise dem Eisenbeton den gewonnenen Boden mit Erfolg streitig macht.

Abb. 1.

Abb. 2.

Das Sprichwort: „Zeit ist Geld" hat gewiß immer auch im Bauwesen seine volle Bedeutung gehabt, aber heute müßte es, wollte man den Maßstab der Geldverteuerung anlegen, heißen: „Zeit ist doppelt Geld". Nachdem Baustoffe und Löhne eine ähnliche Steigerung erfahren haben, müßte logischerweise im gleichen Maßstab schneller gebaut werden als vor dem Kriege. Wenn das zurzeit auch noch nicht voll zutrifft, so werden doch die größten Anstrengungen gemacht und jedenfalls steht fest, daß im Hinblick auf die hohen Baugeldzinsen, die hohen Baustoffkosten und Löhne sowie die sonstigen Belastungen der Nachkriegszeit die schnellste Bauweise gerade gut genug ist, wenn mit entsprechendem Gewinn für Bauunternehmer und Bauherrn gebaut werden soll. Gerade auch für den letzteren ist die Auswirkung einer entsprechenden Verkürzung der Bauzeit meist sehr belangreich und läßt sich nicht selten sowohl durch entsprechende Einsparungen als auch durch früher einsetzende Einnahmen, in Mark und Pfennig ausgedrückt, recht überzeugend vor Augen führen. Jeder Bauherr wird also im eigensten Interesse bei einem Neubau diesen Faktor an erster Stelle in seine Rechnung einsetzen müssen, wenn anders er sich nicht selbst schädigen will. Daß diese Schnelligkeit der Ausführung nicht auf Kosten der Sicherheit gehen darf und daß sie z. B. beim Eisenbetonbau ihre ohne Gefahr nicht zu überschreitenden Grenzen hat, lehren die letzten Katastrophen in Prag und Frankreich.

Wenn also die Wucht der Tatsachen zum raschen Übergang zum Stahlskelettbau als der Bauweise, welche den raschesten und ungehemmtesten Baufortgang gewährleistet, geradezu zwingt, so geschieht das sowohl aus finanziellen Gründen wie aus solchen der pflichtmäßigen Sicherheit: Diese ist — wie eine Reihe bemerkenswerter Ausführungen in letzter Zeit zur Genüge bewiesen haben — am größten eben im Stahlbau.

Der zweite Faktor, der Ersparnisse in durchaus absehbarer Zeit verspricht, ist die Möglichkeit eines billigen und reibungslosen Umbaues für den Fall einer veränderten Zweckbestimmung. Beide Faktoren, rasches Bauen und leichte Umbaumög-

Abb. 3.

lichkeit, bedeuten eine wesentliche Erhöhung der Wirtschaftlichkeit und ein dritter Faktor, mit dem in unserer raschlebigen Zeit immerhin zu rechnen ist, kommt beim Abbruch hinzu. Es ist bei einem Abbruch eine sehr willkommene Beigabe, wenn sich ohne bedeutende Abbruchkosten das Altmaterial in einen immerhin nicht belanglosen Geldbetrag umwandelt, um den sich der Neubau verbilligt. In Städten mit rascher Entwicklung wird die Wichtigkeit gerade dieses Gesichtspunktes in Zukunft voraussichtlich immer schärfer in Erscheinung treten, und es dürfte ohne weiteres einleuchten, daß die vorstehenden Überlegungen bei jedem größeren Neubau angestellt werden müssen.

Die bekannte Baufirma Karl Stöhr in München, welche den Singer-Neubau in der Sonnenstraße in München in Generalunternehmung zur Ausführung brachte, hat sich offenbar — als sie vor der Wahl der Bauweise stand — von ähnlichen Gedanken leiten lassen, denn sie befand sich in der Zwangslage, den Neubau in einer äußerst kurz bemessenen Frist ausführen zu müssen. Die Firma entschied sich für Stahlausführung, obwohl sie sich selbst mit hervorragenden Eisenbetonbauten einen Namen gemacht hat. Der Neubau Singer ist ein bezeichnendes Beispiel dafür, daß die Verteuerung des Baugeldes und die heutige Wirtschaftslage im Bauwesen dazu zwingen, mehr und mehr zur Stahlbauweise überzugehen.

Die gesamte Stahlkonstruktion für den Singer-Neubau mit seinen sieben Obergeschossen hat ein Gesamtgewicht von 180 t, die von der Firma Gebr. Röchling-München geliefert und in fünf Wochen aufgestellt wurden, wobei die Aufstellung eines Stockwerkes nur $4^1/_2$ Tage in Anspruch genommen hat. Der Rohbau einschließlich Dacheindeckung konnte in drei Monaten vollendet und acht Wochen später — am 31. 8. 28 — der fertige Neubau bezogen werden. Der Abbruch des Altbaues wurde in drei Wochen durchgeführt.

Die Ausführung stellt sowohl der Generalunternehmerin als auch der Stahlbaufirma das beste Zeugnis aus und ist eine um so bemerkenswertere Leistung, als der Bau unter denkbar ungünstigen äußeren Verhältnissen durchgeführt werden mußte, unter denen vor allem sehr beengte Platzverhältnisse auf dem Baugrundstück und starke Behinderung durch lebhaften Verkehr an der Straßenkreuzung zu nennen sind (Abb. 1 bis 3). Wertvolle Dienste leistete dabei ein Turm-Drehkran. Alle Vorteile, welche die Stahlskelettbauweise für die Abwicklung eines Baues bietet — Übersichtlichkeit und Kontrollmöglichkeit des Baufortganges, leichtes Anpassen der einzelnen Arbeiten an die Aufstellung der Stahlkonstruktion in den einzelnen Stockwerken, die sinngemäße Übertragung der Fließarbeit auf das Baugewerbe, die Möglichkeit von Akkordfestsetzungen auf genauerer Basis als sonst — wurden restlos ausgenutzt. Die Verkürzung der Bauzeit gegenüber einer Eisenbetonausführung darf mit zwei Monaten in Ansatz gebracht werden, sie ist also gegenüber einem tatsächlichen Zeitaufwand von fünf Monaten sehr beträchtlich und beträgt nahezu 30 %. Die eingesparte Zeit bedeutet bei den Baugeldzinsen immerhin eine Ersparnis von rd. 2 %; noch bedeutsamer wirkt sie sich in den Einnahmen bei dem Unternehmen des Bauherrn — es handelt sich um ein Konfektionshaus — aus, das in den gewonnenen Monaten September und Oktober noch die Fremdensaison ausnutzen konnte.

Planbearbeitung und Bauleitung lagen in den Händen des Architekturbureaus Ludwig Grothe.

Rostschutz und schwerrostende Stähle.[1]

Von Dr.-Ing. E. H. Schulz, Direktor des Forschungs-Instituts der Vereinigte Stahlwerke A.-G., Dortmund.

Die hier behandelte Frage ist zweifellos für die Weiterentwicklung des Baustahls von ganz besonderer Bedeutung. Zu begrüßen ist, daß diese Frage auch von der dafür besonders zuständigen Vertretung der Stahlbauindustrie — dem Deutschen Stahlbau-verband — auf seiner letzten Hauptversammlung in aller Öffentlichkeit behandelt ist. Wir nehmen gern Veranlassung, sie hiermit auch unsern Lesern zu unterbreiten in der Annahme, daß sie deren allgemeines Interesse finden. Die Schriftleitung.

Es kann nicht unausgesprochen bleiben, daß die Behandlung des Rostschutzes in den letzten Jahren etwas „modern" geworden ist und daß man sich teilweise etwas zu sehr bemüht hat, mit dem Hinweis auf die große Menge des durch Rosten verlorengehenden Eisens, in „idealer" Weise auf die Notwendigkeit einer intensiveren Rostbekämpfung hinzuweisen. Unbestreitbar bedeutet jedoch Rostschutz die Sicherung bestehender und wohl auch die Erschließung neuer Verwendungsgebiete für Stahl und Eisen, ist also sowohl für die stahlerzeugende wie für die stahlverarbeitende Industrie von denkbar größter Wichtigkeit.

Abb. 1. Lochfraß-Korrosion an Röhren.

Rostschutz verursacht aber selbstverständlich Kosten, und man darf im ganzen wohl sagen, daß er um so teurer wird, je besser er ist. Bezüglich der Verwendung von Stahl im Bauwesen ist jedoch festzustellen, daß diese Kosten jedenfalls durchaus in den Grenzen der Wirtschaftlichkeit gehalten werden können.

Es sei davon abgesehen, hier umfangreiche Darlegungen über den Rostvorgang als solchen und insbesondere über die Theorie des Rostens zu bringen. Nur kurz sei gesagt, daß das Rosten heute allgemein auf elektrolytische Vorgänge zurückgeführt wird, daß für den Rostvorgang die Anwesenheit von Sauerstoff und von Feuchtigkeit, also von Wasser, erforderlich ist, und daß der durch diese beiden Medien ausgelöste Rostvorgang beschleunigt werden kann durch eine Reihe verschiedener Umstände. So werden z. B. Verunreinigungen der Luft oder des Wassers durch aggressive Gase den Rostvorgang beschleunigen. Weiterhin neigen verschiedene Stahlsorten in verschiedenem Maße zum Rosten, wobei einerseits die Reinheit von Beimengungen, insbesondere auch von nichtmetallischen, andererseits die Legierungsart und auch die Verarbeitung eine Rolle spielen. Das gesamte Problem der Korrosion und damit auch — positiv gesprochen — das des Korrosions- und Rostschutzes ist außerordentlich verzweigt. Nach Pollitt kann man die Korrosionsforschung einteilen in drei Hauptgebiete, nämlich:

1. Theoretische Erforschung des Korrosionsvorgangs.
2. Die Ursachen der Korrosion.
3. Die Bekämpfung der Korrosion.

Jedes dieser Gebiete, von denen uns hier nur das dritte interressiert, kann weiter unterteilt werden und steht naturgemäß mit den beiden anderen in innigem Zusammenhang.

Falsch Richtig

Abb. 2. Vermeidung von Wasseransammlungen durch richtige Anordnung der Bauteile.

[1]) Nach dem vom Verfasser auf der 24. Hauptversammlung des Deutschen Stahlbau-Verbandes in Darmstadt am 19. Oktober 1928 gehaltenen Vortrag.

Bei der Betrachtung des Rostschutzes stählerner Bauwerke fällt von den Möglichkeiten der Bekämpfung eine fast vollständig fort, nämlich die Beeinflussung des korrodierenden Mittels, wie sie z. B. bei der Kesselwasser-Behandlung sehr wohl möglich ist. Bei Stahlbauwerken haben wir mit den gegebenen Verhältnissen zu rechnen, d. h. mit dem Sauerstoff und der Feuchtigkeit der Luft, mit Niederschlagwasser und auch mit der Anwesenheit besonderer Verunreinigungen in der Atmosphäre, beispielsweise durch Abgase von Fabriken, durch Verbrennungsgase in Lokomotivschuppen und dergleichen mehr. Wenn hier von einer gewissen Vorbeugung gesprochen werden darf, so kann sich diese nur beziehen auf bauliche Maßnahmen, und in der Tat kann bereits bei der Anlage auf den Rostschutz Rücksicht genommen werden. Es liegt auf der Hand, daß die Korrosionsvorgänge besonders begünstigt werden können durch Ansammlung von Verunreinigungen. Lagern sich beispielsweise auf Eisen kleine Kokspartikel ab, so können diese Anlaß geben zu einem lochfraßartigen Anrosten, wie es die Abb. 1 — wenn auch unter anderen Verhältnissen — erkennen läßt. Die Möglichkeiten für Ablagerung von Staub sollte daher bei Bauwerken soweit als möglich vermieden werden. Abb. 2 zeigt an einem elementaren Konstruktionsteil, wie in der Tat die Zahl der Stellen, an denen Ablagerungen erfolgen können, sich durch geeignete Konstruktion reduzieren läßt.

Eine weitere recht wichtige Möglichkeit der Beschleunigung bezw. Erhöhung der Korrosion liegt im Zusammenbau verschiedener Werkstoffe. Das Rosten und die Korrosion als elektrochemischer Vorgang, also als ein Vorgang, bei dem die Bildung galvanischer Ströme eine Rolle spielt, läßt ohne weiteres verstehen, daß beim Zusammenbau von Stählen mit edleren Metallen eine Beschleunigung der Korrosion des Stahles eintreten muß. Weniger bekannt ist aber die Tatsache, daß sogar der Zusammenbau verschiedener Stahlsorten in dieser Richtung schon nachteilige Wirkungen haben kann. Dies Moment ist in früherer Zeit von geringerer Bedeutung gewesen, als lediglich der St 37 zu Bauwerken verwendet wurde. Heute, wo wir zu hochwertigen Baustählen übergehen und doch gegebenenfalls in einem Bauwerk auch mehrere Stähle nebeneinander verwenden, wird diesem Umstand eine größere Aufmerksamkeit geschenkt werden müssen.

Versuche darüber sind u. a. im Forschungsinstitut der Vereinigte Stahlwerke A.-G. eingeleitet; die lange Dauer, die zur Gewinnung eines brauchbaren Urteils nötig ist, macht es leider unmöglich, heute schon über Ergebnisse zu berichten, es muß das einem späteren Zeitpunkt vorbehalten werden. Um jedoch hier keine unnötigen Befürchtungen aufkommen zu lassen, sei darauf hingewiesen, daß bei guter Ausführung der ja an Stahlbauwerken stets vorhandenen Anstriche diese Gefahr wohl weitgehend unterdrückt werden kann. Wie empfindlich andererseits die Reaktionen sind, geht daraus hervor, daß sogar an ein und demselben Werkstoffstück die Korrosion verschieden sich ausbilden und stellenweise beschleunigt werden kann, wenn durch Kaltreckung einzelner Stellen z. B. Biegen) örtliche Unterschiede ausgebildet werden.

Zur Bekämpfung der Korrosion stehen für Stahlbauwerke zwei Hauptmöglichkeiten zur Verfügung, einmal das Mittel der Schutzüberzüge und zum andern die Beeinflussung des Werkstoffes, des Stahles selbst. Die Schutzüberzüge für Stahl können wieder weitgehend unterteilt werden, als Hauptgruppe sind zu nennen:

a) Metallische Überzüge,
b) Bildung von widerstandsfähigen Eisenverbindungen an der Oberfläche,
c) nichtmetallische Überzüge, insbesondere Anstriche.

Als metallische Überzüge kommen grundsätzlich eine ganze Reihe von Metallen in Frage, die meist eine höhere Witterungsbeständigkeit besitzen als der Stahl. Davon scheidet aber für große Bauwerke die weitaus größte Anzahl wegen des hohen Preises oder der Schwierigkeit der Herstellung aus. Dies gilt zum mindesten zurzeit für Nickel, Chrom, Kobalt, Kupfer, in erheblichem Maße auch wohl noch für Zinn, Cadmium und Aluminium, so daß eigentlich nur Blei und Zink übrig bleiben. In der Tat ist ein weitgehender Schutz von Stahlbauwerken durch Zink- und Bleiüberzüge möglich und auch praktisch zur Ausführung gekommen. Zink als Überzug hat mancherlei Vorteile; besonders bemerkenswert ist, daß es unedler ist als Eisen und daher auch eine gewisse elektrochemische Schutzwirkung ausübt, die allerdings auch nicht überschätzt werden darf.

Bekannt dürfte sein, daß mit Erfolg versucht worden ist, fertige Bauwerke auf dem Wege der Spritzverzinkung mit dem metallischen Überzug zu versehen. Falls diese Bespritzung mehrfach ausgeführt wird, also verschiedene Lagen übereinander aufgebracht werden, lassen sich tatsächlich sehr starke Korrosionsschutzwirkungen erzielen, der Preis für gute Spritzverzinkung soll aber 10 R.-M. und mehr für 1 m² Fläche betragen. Die Feuerverzinkung, die galvanische Verzinkung sowie das Sherardisieren kommen für große Bauwerke wohl kaum in Betracht. Auch Blei kann durch Spritzen aufgebracht werden. In den letzten Jahren hat besondere Aufmerksamkeit gefunden die elektrolytische Verbleiung nach Dr. Schlötter. Die mit genügend starken Bleiüberzügen nach diesem Verfahren versehenen Konstruktionsteile verhielten sich sehr gut. Insbesondere soll die Reichsbahngesellschaft umfassende Korrosionsversuche durchgeführt haben, die dazu führten, daß diese Behörde eine Verbleiungsanlage nach Dr. Schlötter aufstellte, in der bereits nicht unerhebliche Mengen von Brückenbaumaterial verbleit wurden. Auch in Lokomotivschuppen, also unter besonders schwierigen Verhältnissen, wurden verbleite Konstruktionen mit Erfolg angewandt.

Eine ziffernmäßige Feststellung, die der Verfasser Dr. Schlötter verdankt und die von Professor Dr. Arndt ausgeführt wurde, ließ erkennen, daß verbleite Teile in einem Raum, der neben einem bestimmten Feuchtigkeitsgehalt 2,5% schwefelige Säure enthielt — also bei recht scharfen Angriffsverhältnissen — nach sechs Monaten noch keinen Anflug von Rost zeigten. Die Dicke der Bleischicht beträgt bei den von der Eisenbahn verbleiten Teilen 0,2 bis 0,3 mm und man rechnet mit einer Lebensdauer dieser Rostschutzschicht von 30 Jahren. Angaben über die Kosten dieser Verbleiung stehen nicht zur Verfügung. Man wird gewiß damit rechnen müssen, daß diese Verbleiung in der Ausführung teurer ist als ein Anstrich, aber nach den Erwartungen würde die Unterhaltung des Überzuges so wenig Kosten verursachen, daß vielleicht doch ein Vorteil zugunsten des Bleies sich ergeben würde.

Chemische Veränderungen der Oberfläche des Stahls selbst zur Erzielung eines Rostschutzes sind möglich, grundsätzlich einmal durch eine Zufuhr von Stickstoff, also die Ausbildung von Stickstoff-Legierungen an der Oberfläche, die hohen Korrosionswiderstand besitzen. Dieses Verfahren kommt im augenblicklichen Entwicklungszustand für große Bauten nicht in Frage. Weiterhin gibt es Verfahren, künstlich sehr festhaftende Oxyde sowie Phosphate des Eisens an der Oberfläche auszubilden, die auch rostschützend wirken. Teilweise ist aber die Durchführung der Verfahren etwas kompliziert, und ferner gibt es nur wenig derartige Überzüge, die ohne eine ganz ausgezeichnete Wartung (dauernde Fettung oder Ölung) erhöhten Rostangriffen Widerstand leisten.

Von ganz erheblicher Bedeutung für Eisenbauwerke ist dagegen bekanntlich die Benutzung von Farbanstrichen. Es würde an dieser Stelle zu weit führen, im einzelnen auf die in letzter Zeit außerordentlich stark angewachsene Literatur über Rostschutzfarben einzugehen.[2]

Betont muß aber werden, daß einen maßgebenden Einfluß auf die Güte eines Anstrichs bei Bauwerken außer der Farbe selbst vor allem auch die Herstellung des Anstrichs hat. So ist es außerordentlich wesentlich, daß die Bauteile bei Herstellung des Anstrichs möglichst wenig oder gar keinen Rostanflug haben. Selbstverständlich wird ein Anrosten vor dem Einbau sich nicht immer vermeiden lassen, wenngleich der erste Anstrich — der der Grundfarbe — möglichst frühzeitig vorgenommen werden sollte. Am besten ist es, das Eisen vor dem Aufbringen des Grundanstrichs von Rost zu befreien, und zwar je sorgfältiger desto besser. Die Sandstrahlentrostung ist zwar teurer als die unsichere Entrostung durch Handarbeit, läßt aber bei praktisch durchgeführten Rostversuchen ihre Überlegenheit über die letztere durchaus erkennen. Auch die Art des Aufbringens der Farbe selbst ist von erheblicher Bedeutung, es liegt auf der Hand, daß eine um so bessere Wirkung erzielt wird, je größer die Gleichmäßigkeit des Anstriches ist.

Die folgenden Ausführungen sollen dem Rostschutz durch Beeinflussung des Werkstoffs — d. h. durch ein geeignetes Legieren — gewidmet sein: Der in der Überschrift gewählte Ausdruck „schwerrostende Stähle“ ist neu und wurde vorgeschlagen von Herrn Professor Rein; er ist geeignet, der schon teilweise eingetretenen Verwirrung in dieser Frage entgegen zu arbeiten. Aus dem gleichen Bestreben seien zunächst einige grundsätzliche Ausführungen gemacht.

Man kann den Korrosionswiderstand eines Metalles durch Zulegieren eines anderen dann verbessern, wenn diese beiden Metalle Mischkristalle miteinander bilden. Beim Stahl tritt eine solche praktisch auswertbare Mischkristallbildung ein bei Nickel, Kobalt und Chrom, also beim Zusatz verhältnismäßig teurer Metalle. Der Korrosionswiderstand

1000 — Flußeisen
788,1 — 9% Ni; 549,2 — 25% Ni — Nickelstahl
51,55 — 15% Cr 8% Ni; 6,042 — 23% Cr 9% Ni; 11,32 — 25% Cr 20% Ni — Chromnickelstahl

Flußeisen = 1000.

Abb. 3. Gewichtsverlust verschiedener Stähle in Seewasser.

[2] Vergl. u. a. „Zeitschriftenschau f. d. gesamte Bauingenieurwesen“ unter den Stichworten: Rost u. Rostschutz III r und Anstriche III a.

des Stahls kann durch Zusatz der genannten Metalle erhöht werden, jedoch werden starke Effekte — bis zur völligen Unlöslichkeit in Säuren — nur erzielt, wenn der Chrom- und Nickelgehalt sehr hoch gewählt wird. Bei Zusätzen von mehr als 12 % Chrom bis herauf zu 20 %, gegebenenfalls unter gleichzeitigem Zusatz von Nickel, erhalten wir in der Tat Stähle, die im Vergleich zum gewöhnlichen Flußeisen in den meisten Säuren sowie in Seewasser praktisch unangreifbar sind, wie das Abb. 3 erkennen läßt. Aus ihr geht aber auch hervor, daß beispielsweise Nickel allein, auch schon in recht hohen Beträgen, also unter sehr hohen Kosten, eine Wirkung nur in schwachem Maße ausübt, eine Wirkung, deren Höhe in keinem Verhältnis steht zum Preise. Andererseits ist die Unangreifbarkeit der hochlegierten Chrom-Nickel-Stähle wieder so stark, wie sie in der Praxis des Stahlbaues kaum ausgenutzt werden kann. Diese hochlegierten Stähle, die man als nichtrostende Stähle, säurebeständige Stähle oder ähnlich bezeichnet, haben sich für Sonderzwecke, z. B. für Apparate in der chemischen Industrie usw., eingeführt, wo es eben auf absolute Unangreifbarkeit ankommt, insbesondere dann, wenn der Säureangriff sehr stark ist oder wenn auch der Übergang geringster Mengen von Metallen in die Lösungen vermieden werden muß. Für Bauzwecke kommen diese Stähle nicht in Betracht.

Dagegen ist eine Erhöhung des Rostwiderstandes bei Baustählen innerhalb gewisser Grenzen auf einem wirtschaftlichen Wege möglich durch den Zusatz geringer Kupfermengen; es handelt sich in den meisten Fällen um einen Zusatz von etwa 0,25 bis 0,30 %, neuerdings liegen darüber hinaus auch Steigerungen bis auf 1 % vor. Abb. 4 zeigt schematisch nach ausländischen Feststellungen, wie der Gewichtsverlust von Kupfer-Eisen-Legierungen in Säuren durch einen Kupfergehalt bis zu 4,5 % beeinflußt wird; es ist von Interesse, festzustellen, daß die höchste Wirkung danach ausgeübt wird durch einen Gehalt von rd. 0,5 % und daß bei Steigerung darüber hinaus wieder eine Verschlechterung eintritt, dergestalt, daß bei rd. 2,2 % Kupfer wieder die gleiche Angreifbarkeit wie beim kupferfreien Eisen vorliegt. Dieser Einfluß des Kupfers wurde

Abb. 4. Gewichtsverlust von Kupferlegierungen in Schwefelsäure nach Clavenger und Ray.

Zahlentafel 1.
Angriff verschiedener Säuren auf gekupferten Stahl.

Säure	Einwirkungsdauer in Tagen	Gewichtsabnahme von Stahl in %		Abnahme von Cu-Stahl gew. Stahl = 100
		gewöhnlicher	gekupferter	
5,0 %ige Ameisensäure	100	56	13	23,2
5,0 %ige Zitronensäure	100	43	11	25,6
0,5 %ige Schwefelsäure	50	55	20	36,4
5,0 %ige Essigsäure	100	14,5	5,5	38,0
0,5 %ige Salzsäure	50	55	22	40,0
0,5 %ige Zitronensäure	100	10	4,5	45,0
5,0 %ige Oxalsäure	100	10,7	5,8	54,2
0,5 %ige Ameisensäure	100	12	8,5	70,1

grundsätzlich bereits lange vor dem Kriege in Amerika festgestellt und auch ausgenutzt. Es ist zwar verständlich, wenn man in Deutschland hinsichtlich amerikanischer Mitteilungen über technische Fortschritte skeptisch ist. Im vorliegenden Falle trat aber noch ein verhängnisvoller Umstand ein: Eine Untersuchung, die vor dem Kriege in Deutschland zur Nachprüfung der amerikanischen Behauptung über den wohltätigen Einfluß des kleinen Kupferzusatzes ausgeführt wurde, hatte kein positives Ergebnis, so daß hier naturgemäß sich in Deutschland schwere Hemmungen einstellten. Diese älteren deutschen Versuche waren aber nicht einwandfrei ausgewertet. Die von Amerika immer wieder mitgeteilten Erfolge ließen in der Folgezeit verschiedene Stellen die Angelegenheit doch wieder aufnehmen. In erster Linie waren es wohl die Dortmunder Union und der Phoenix, die heute in der Vereinigte Stahlwerke A.-G. aufgegangen sind, welche sich trotz der Zweifel der Kupferstahlfrage nach dem Kriege erneut annahmen.

Der heutige Stand der Angelegenheit läßt sich nun dahin charakterisieren, daß der gute Einfluß des Kupfers nicht mehr angezweifelt werden kann. Die Abb. 5 bis 7 zeigen zunächst einige Beispiele der Ergebnisse großer Versuchsreihen, bei denen gewöhnlicher und gekupferter Stahl der Einwirkung verschiedener Säuren in schwachen aber verschiedenen Lösungen ausgesetzt wurde. Die Bilder lassen ziemlich deutlich die Tendenz erkennen, daß mit Schwächerwerden der Säuren der Unterschied zwischen gewöhnlichem und gekupfertem Stahl kleiner wird. Die Zahlentafel 1 zeigt dies noch deutlicher. Infolgedessen darf es nicht wundernehmen, daß in reinem Wasser beim Laboratoriumsversuch ein Unterschied zwischen gewöhnlichem und gekupfertem Stahl kaum in Erscheinung tritt. Es sei aber auf Abb. 8 verwiesen, die von Herrn Dr. Heinrich vom Eisen- und Stahlwerk Hoesch zur Verfügung

Abb. 5. Löslichkeit von gekupfertem und gewöhnlichem Stahl in 0,5 %iger Schwefelsäure.

Abb. 6. Löslichkeit von gekupfertem und gewöhnlichem Stahl in 5 %iger Ameisensäure.

Abb. 7. Löslichkeit von gekupfertem und gewöhnlichem Stahl in 0,5 %iger Ameisensäure.

Abb. 8. Angriff verschiedener Korrosionsmittel auf Stahl 37 und gekupferten Stahl (Proben poliert).

gestellt wurde und aus der auch in Wasser eine gewisse Überlegenheit des Kupferstahles sich ergibt.

Nun aber kommt gewissermaßen ein Sprung: Beim Rosten an der Luft, das ja für Stahlbauwerke in erster Linie von Interesse ist, tritt eigenartigerweise die Überlegenheit des gekupferten Stahles wieder in viel ausgeprägterem Maße hervor. Hierüber liegen ebenfalls sehr ausgedehnte amerikanische Untersuchungen vor, von denen zwei kurze auszugsweise Zusammenstellungen in Zahlentafel 2 und Abb. 9 mitgeteilt werden. In Zahlentafel 2 sind die Ergebnisse mitgeteilt, die eine amerikanische Eisenbahngesellschaft dadurch erhielt, daß 200 Eisenbahngüterwagen je zur Hälfte aus gekupfertem und zur andern Hälfte aus gewöhnlichem

Zahlentafel 2. Rostversuche an ungekupferten und gekupferten Eisenbahn-Güterwagenblechen.

Wagenart	Blechart	Blechdicke in mm			Gewichtsverlust	
		ursprünglich	nach 6 Jahren gew. Stahl	nach 6 Jahren Cu-Stahl	nach 6 Jahren in % gew. Stahl	nach 6 Jahren in % Cu-Stahl
Offene Wagen	Bodenblech	7,9	6,5	7,3	18	8
„ „	Seitenblech	6,3	5,6	6,0	12	6
„ „	Bodenblech	7,9	5,8	6,85	26	13
„ „	Seitenblech	6,3	5,7	6,0	10	4
Selbstentlader	Trennblech	6,3	4,3	5,6	32	12

Abb. 9. Stand der Freiluft-Rostungsversuche der A. S. T. M. Bericht vom 25./28. 6. 1928.

Stahl hergestellt wurden. Die Wagen wurden Oktober 1914 in Dienst gestellt und laufend beobachtet. Die Tafel zeigt einen Teil der Ergebnisse. Es geht daraus hervor, daß die starke Abnahme der gekupferten Bleche infolge der Abrostung in allen Fällen erheblich geringer war als die der gewöhnlichen Stahlbleche. Die Gewichtsverluste, die ebenfalls bestimmt wurden, verhalten sich durchschnittlich wie 1 : 2. Diese Ergebnisse, die nach sechs Jahren erhalten wurden, konnten neuerdings, also nach dreizehnjähriger Versuchsdauer, durchaus bestätigt werden. Gewisse Ungleichheiten rühren daher, daß z. T. zur Korrosion noch mechanischer Verschleiß durch die Ladung hinzutrat.

Der Berichterstatter, Dr. J. S. Unger von der Carnegie Steel Co. faßt sein Urteil dahin zusammen: Der Anstrich haftet auf gekupfertem Stahl weit fester als auf ungekupfertem. Allein die Ersparnisse an Wiederanstrichkosten würden bereits die Verwendung von gekupfertem Stahl anstelle des gewöhnlichen rechtfertigen. An Stellen, wo ein mechanischer Verschleiß neben der Korrosion weniger in Frage kommt, betrug der Verlust an Wandstärke bei gekupfertem Stahl nur $1/3$ von dem des ungekupferten, bei gleichzeitig starkem Verschleiß betrug er bei gekupfertem Stahl auch nur 60 % desjenigen des ungekupferten. Zusammenfassend kann mit Sicherheit gesagt werden, daß die Lebensdauer des gekupferten Stahles um 33 bis 50 % höher ist als die des gewöhnlichen Stahles.

In Abb. 9 sind weiterhin Ergebnisse dargestellt, die in Amerika auf dem Wege erzielt wurden, daß Bleche aus gekupfertem und ungekupfertem Stahl an verschiedenen Stellen des Landes der Einwirkung der Atmosphäre ausgesetzt wurden. Das Kriterium für das Unbrauchbarwerden eines Bleches war die Durchrostung. In der in der Abbildung dargestellten

Abb. 10. Gewichtsverlust deutscher Schwellen in Abhängigkeit vom Kupfergehalt.

Säule ist jeweils der Anteil durchrosteter Bleche, in Prozent der Gesamtzahl ausgedrückt, schraffiert — die große Überlegenheit des gekupferten Stahles, besonders in der aggressiven Atmosphäre der Industriegegend von Pittsburgh ist wieder deutlich zu erkennen. Abb. 10 endlich teilt Ergebnisse mit, die in Deutschland an Schwellen erzielt wurden, die verschiedenen Kupfergehalt hatten und der Einwirkung der Atmosphäre ausgesetzt wurden. Der günstige Einfluß des Kupfers ist auch hier unverkennbar.

Ergänzend sei dazu bemerkt, daß die Vereinigte Stahlwerke A. G. ebenfalls sehr ausgedehnte Dauerversuche eingeleitet hat, die bereits jetzt deutlich erkennen lassen, daß sie eine Bestätigung der amerikanischen Feststellungen ergeben werden.

Bei der Wirkung des Kupfers ist noch ganz besonders bemerkenswert, daß sie sich auch in hohem Maße äußert, wenn die Stahlteile mit rostschützenden Überzügen, wie Verzinkung oder Anstrich, versehen sind. Die erwähnten amerikanischen Arbeiten über Waggonbleche lassen dies deutlich erkennen. Man darf vielleicht sagen, daß heute das Maximum des erreichbaren Rostschutzes im Stahlbau erzielt wird durch Verwendung eines gekupferten Stahles mit einem guten Anstrich.

Die amerikanischen Untersuchungen bezogen sich zum großen Teil auf weiche Stähle, ähnlich unserm St 37. Vor etwa drei Jahren erschien es zweckmäßig, auch bei Stählen höherer Festigkeit — insbesondere St 48 — die Wirkung des Kupfers nachzuprüfen. Auch hierbei ergab sich die Überlegenheit des gekupferten Stahles sehr deutlich, zugleich — das sei ausdrücklich festgestellt — konnte nach keiner Richtung eine Schädigung des Stahles festgestellt werden; die Befürchtung, daß durch den Kupferzusatz Rotbruch begünstigt würde, muß als veraltet abgelehnt werden. Untersuchungen über die Wirkung eines Kupferzusatzes beim Siliziumstahl zeitigten das Ergebnis, daß hierdurch sich Stähle ausbilden ließen, die bei gleichen Festigkeitseigenschaften wie gewöhnlicher Siliziumstahl einen Rostwiderstand zeigen, der noch stark über den des gewöhnlichen gekupferten Stahls in Form von St 48 hinausgeht, zum mindesten weisen Kurzversuche in schwachen Säurelösungen darauf hin, wie Abb. 11 dies erkennen läßt.

Abb. 11. Gewichtsabnahme verschiedener Baustähle in 1 %iger Salzsäure.

Die aus andern Gründen erfolgten Bemühungen, statt des Siliziumzusatzes andere Zusätze zum Stahl zu wählen, um unter Vermeidung der bei Siliziumstahl auftretenden fabrikatorischen Schwierigkeiten Stähle gleicher Festigkeitseigenschaften auszubilden, führten dann bei der Dortmunder Union zur Entwicklung des Chrom-Kupfer-Stahles, über den an anderer Stelle ausführlich berichtet wurde.[3]) Der hohe Kupfergehalt dieses Stahles machte sich gerade hinsichtlich des Korrosionswiderstandes sehr deutlich bemerkbar, er ist auch noch dem Silizium-Kupfer-Stahl überlegen. Die Zahlentafel 3 läßt dies zahlenmäßig erkennen. Hierbei ist von einem besonderen von Czochralski vorgeschlagenen Korrosions-Prüfverfahren Gebrauch gemacht worden. Bei diesem wird so gearbeitet, daß aus dem zu prüfenden Werkstoff Zerreißstäbe hergestellt werden, und zwar mindestens zwei parallele Serien. Es wird dann jeweils ein Stab nach Herstellung auf Zerreißfestigkeit geprüft, der andere wird der Korrosion unterworfen und dann zerrissen, wobei aber bei der Berechnung

Zahlentafel 3. Festigkeitseinbuße verschiedener Baustähle durch Korrosion (H Cl).

Werkstoff	Bruchlast vor Korrosion kg	Bruchlast nach Korrosion kg	Abnahme durch Korrosion %
St 37	3150	2060	35,0
St 48	3940	3100	21,4
St Si	4000	2950	26,3
St Si-Cu . . .	4200	3400	19,1
Cr-Cu-Stahl .	4040	3430	14,8

[3]) Vergl. E. H. Schulz: Zur Fortentwicklung des hochwertigen Baustahls. „Stahl u. Eisen" 1928, Heft 26, S. 849 sowie „Der Stahlbau" 1928, Heft 8.

der Zugfestigkeit der ursprüngliche Durchmesser eingesetzt wird. Die scheinbare Abnahme der Zugfestigkeit ergibt dann einen ziffernmäßigen Anhalt für die Wirkung der Korrosion. Die Zahlen dürften für sich selbst sprechen.

Auch der neue Baustahl der Friedrich-Alfred-Hütte mit einer Streckgrenze von 36 kg/mm², über den Herr Dr. Erlinghagen auf der Wiener Internationalen Tagung für Brücken- und Hochbau berichtete, zeichnet sich durch einen Kupfergehalt aus, der also auch einen hohen Korrosionswiderstand herbeiführen wird.

Eine besondere Art der Ausbildung des Werkstoffes Stahl mit hohem Korrosionswiderstand ist endlich das Armco-Eisen. Die Überlegung, die zur Ausbildung dieses Werkstoffes geführt hat, ist folgende: Bekanntlich ist im Stahl der Kohlenstoff gebunden an einen Teil des Eisens in Form von Eisencarbid und dieses Eisencarbid wiederum liegt vor in Form dünner Plättchen, abwechselnd geschichtet mit reinem Eisen — als Gefügebestandteil Perlit genannt —, der etwa 0,9% Kohlenstoff enthält. In den normalen Baustählen haben wir daher im Feingefüge eine Grundmasse von reinem Eisen mit Inseln von Perlit, derart, daß beispielsweise bei einem Kohlenstoffgehalt von 0,15% etwa $1/6$ der Masse aus Perlit, der Rest aus reinem Eisen besteht. Zwischen diesen beiden Komponenten können elektrolytische Erscheinungen eintreten, die das Rosten beschleunigen. Ähnlich können andere Beimengungen Ungleichmäßigkeiten im Gefüge hervorrufen, die in gleicher Richtung wirken. Durch besondere Führung des Schmelzprozesses wird im Armco-Eisen ein Stahl hergestellt, bei dem, wie Zahlentafel 4 zeigt, die sämtlichen Beimengungen auf ein Mindestmaß herabgesetzt worden sind, derart, daß sie nunmehr in Lösung im Eisen vorliegen, so daß eine vollständig homogene Masse entsteht. Daß das Armco-Eisen weniger rostet als gewöhnlicher weicher Stahl, ist durch amerikanische Untersuchungen weitgehend nachgewiesen worden und auch bereits durch die ersten Untersuchungen in Deutschland bestätigt gefunden. Bei der praktischen Verwendung des Armco-Eisens ist jedoch ein weiteres Moment von Bedeutung: Infolge des geringen Gehaltes an Beimengungen, insbesondere auch an Kohlenstoff, der für das Armco-Eisen ausschlaggebend ist, ist der Werkstoff außerordentlich weich, seine Zugfestigkeit liegt bei etwa 32 kg/mm². Mit den Bestrebungen, hochwertige Stähle zu verwenden, ist also die Benutzung des Armco-Eisens nicht zu vereinigen; immerhin dürfte es für eine Reihe von Zwecken anwendbar sein. Auch bei Armco-Eisen soll der höhere Rostwiderstand sich unter Anstrichen und unter Verzinkung noch auswirken, auch soll bei ihm die Verzinkung leichter möglich sein; bemerkenswert ist endlich seine sehr leichte Verformbarkeit.

Zahlentafel 4. Eigenschaften des Armco-Eisens.

Chemische Zusammensetzung

C %	Si %	Mn %	P %	S %	Summe der Beimengung max %
0,01 ÷ 0,04	0,002 ÷ 0,02	0,01 ÷ 0,04	$< 0{,}01$	$< 0{,}04$	0,15

Festigkeitseigenschaften

Streckgrenze kg/mm²	Zugfestigkeit kg/mm²	Dehnung δ 10 %	Einschnürung %	Kerbzähigkeit mkg/cm²
15 ÷ 20	30 ÷ 34	32 ÷ 35	68 ÷ 75	6 ÷ 10

Bearbeitung: Kalt oder warm, Warmbearbeitung jedoch nur unterhalb 850° und oberhalb 1050° — nie zwischen 850 und 1050°.

In seinem Bericht über die wirtschaftliche Lage auf der diesjährigen Hauptversammlung des Deutschen Stahlbauverbandes in Darmstadt hat Direktor Dr. Oelert hingewiesen auf die Bedeutung der Gemeinschaftsarbeit zwischen den verwandte Belange vertretenden Kreisen von Industrie und Wirtschaft: Auch in den hier besprochenen Fragen der Rostbekämpfung wird eine Gemeinschaftsarbeit, und zwar zwischen der stahlerzeugenden und der stahlverarbeitenden Industrie, von größter Bedeutung sein und zum Erfolge führen.

Die Formgebung stählerner Tragwerke für Leitungen zur Übertragung elektrischer Energie.

Von Direktor Dipl.-Ing. P. Sturzenegger, Zürich.

(Schluß aus Heft 18.)

Eine ähnliche Leiteranordnung mit Aufnahme der Phasenseile mittels Stützisolatoren auf schlanken fachwerkartigen Auslegern mit vollwandig ausgebildeten Enden zeigt die in Abb. 22 dargestellte Bauart aus der 55-kV-Übertragungsleitung Küblis—Ragaz der Bündnerischen Kraftwerke A.-G. — Ausführung Löhle & Kern A.-G. für Eisenbau Zürich. Der schlanke Mastschaft ist einfachster Konstruktionsart in Anpassung an seine Funktion, besitzt innenliegenden Strebenzug und ist in einem Blockfundament verankert. Die ästhetische Auswirkung dieses Leiterbildes zeigt Abb. 23 in einem von der Mitteldeutschen Stahlwerke A.-G. in Lauchhammer hergestellten Kreuzungsmast an einer Poststraße, wobei zur Erhöhung der Sicherheit der Kreuzung im Kreuzungsfeld die Doppelabspannung der Leiter durchgeführt ist. Um bei großen Leiterabständen die konstruktiv einfachen ⊐⊏-Traversen bei geschlossenem Maste zu erhalten, können nach der in Abb. 24 dargestellten Bauart die beiden längeren unteren Ausleger durch ein Hilfssystem in Sechseckform aufgehängt werden, was allerdings eine ziemlich schwere Kopfausbildung zu dem im übrigen schlanken geschlossenen Mastschaft des Unterteiles ergibt. Die Anordnung der Leiter in umgekehrter Tannenbaumform zeigt Abb. 25 an einer von der Firma C. H. Jucho, Dortmund, gebauten Übertragungsleitung in Irland. Diese Anordnung hat den Vorzug der einfacheren Leitermontage, während anderseits die Verbreiterung der Ausleger gegen die Mastspitze hin einen Material-Mehraufwand für den Mastschaft bedingt. Letzterer ist bemerkenswert durch seine geschlossene Bauart, die wegen der großen Höhe von 46 m zu Breitenabmessungen führte, wo zweckmäßigerweise sonst die aufgelöste Bauart angewandt wird. Dementsprechend sind auch die Eckwinkel in dem unteren Mastteil überaus schwer.

Abb. 22.

Abb. 24.

Abb. 23.

Abb. 25.

Der Vorteil des Leiterbildes in Tannenbaumform, der die senkrechte Versetzung aller drei Leiter ermöglicht, führt von der

oberen über die mittlere auf die untere Traverse zu schrittweiser Verlängerung derselben. Um dies zu vermeiden, wird für das Leiterbild recht häufig die Sechseckform angewandt, wo neben dem oberen auch der untere Ausleger kurz wird und nur die mittlere Traverse wegen senkrechter Versetzung eine größere Länge aufweist. Die Zulässigkeit dieser Anordnung wird damit begründet, daß zwischen oberem und unterem Ausleger trotz Fehlens oder

Abb. 26.

Abb. 27.

Geringhaltens der Versetzung die beiden übereinander liegenden Leiter nicht zu einer unzulässigen Annäherung kommen, da dieser senkrechte Abstand gleich dem doppelten Regelabstand ist. Abb. 26 veranschaulicht ein Tragwerk mit Sechseck-Leiterbild auf Fachwerkauslegern, wie solche bei einer 150-kV-Übertragungsleitung für die Stadt Zürich von der Kraftzentrale Siebnen der Wäggital A.-G. zur Ausführung gelangte. Der Mast

Abb. 28.

Abb. 29.

dient als Winkelmast der Leitung und trägt auf seiner Spitze das Erdungsseil. Er ist geschlossen ausgebildet und wird erst im untersten Schuß, 6 m über Fundament, mit Rücksicht auf die Gründung auf verbundenen Einzelfundamenten in vier Einzelfüße aufgelöst. Eine gleiche Anordnung der Phasenleiter zeigen die Abb. 27 u. 28 einer 130-kV-Übertragungsleitung der Soc. Elettrica Interregionale Cisalpina Milano. Auf dem obersten vierten Ausleger (Abb. 28) sind zwei Erdungsseile aufgenommen. Der Schaft des in geschlossener Bauart ausgeführten Mastes ist mit kreuzendem Diagonalzug ausgerüstet und trägt auch im Unterteil eine Reihe von Diagonalverbänden gegen Verdrehen des Tragwerkes. An den Anschlußpunkten der Aufhängung der recht einfach ausgebildeten Ausleger erfolgt die Kraftabgabe auf die beiden Strebensysteme des Mastschaftes. Einen Versuch, auch bei weitem Leiterabstand in Sechseckform vollwandige ⊐⊏-Traversen zu verwenden, zeigt Abb. 29, wo die Traversen dachförmig ausgebildet durch Stützstreben in ihrer Ausladung unterstützt werden. Der Mastschaft trägt auf seiner Spitzenverlängerung das Erdungsseil und ist im übrigen in geschlossener Bauart sehr weitmaschig, womit die K-Form des Strebenzuges gegeben ist, die bei breiten Masten durch Verkürzung der Knicklängen günstig wirkt. Trotz geschlossener Bauart sind die vier Füße einzeln fundiert. In der Zahl der getragenen Leiter, dem in Abb. 28 dargestellten

Abb. 30.

Mast gleichend, mit sechs Elektrizitätsleitern und zwei Erdungsseilen, ist das durch B. B. C. in Mannheim erstellte Tragwerk (Abb. 30) einer 100-kV-Übertragungsleitung Deutschlands. Es ermöglicht die Unterbringung der Leiter auf drei Auslegern, wobei der unterste Ausleger beiderseits des Schaftes je zwei Phasenleiter trägt, während der mittlere Ausleger den dritten Elektrizitätsleiter aufnimmt, so daß die oberste weitauslegende Traverse dabei nur noch die Stützung der Erdungsseile zugewiesen erhält. Die Ausleger sind fachwerkartig mit vollwandigem Untergurt aus gespreizten ⊐⊏, die gegen die Auslegerspitze hin zusammenlaufen. Der Mastschaft selbst ist in großmaschigem Strebenzug mit Unterteilung entwickelt. Das Leiterbild zeigt die Form des eingeschnürten Sechseckes und ist mit seiner breiten Formgebung nur bei billiger Durchgangsrecht-Erwerbung möglich.

Bei Anlagen mit derart weitem Leiterbild und damit bedingten großen Auslegern kann die breite Ausführung auf den Unterteil des Mastschaftes

Abb. 31.

Abb. 32.

beschränkt werden, während der das Leiterbild tragende Mastoberteil in zwei fachwerkartige Türmchen aufgelöst wird. Wie Abb. 33, eine Ausführung der Firma Löhle & Kern, A.-G. für Eisenbau in Zürich, für die große Zahl von zwölf Leitern darstellt, ist dieses System mit entsprechend niedrigerer Turmausbildung naturgemäß auch bei sechs Phasenleitern anwendbar. Es kann aber auch die Auflösung des Tragwerkes in zwei in sich geschlossene Maste vorgesehen werden, welche durch eine Quertraverse rahmenförmig verbunden sind, wie die in Abb. 31 gezeigte Ausführung der

Abb. 33.

Abb. 34.

gleichen Firma für einen Leitungsabschnitt großer Spannfelder der Bündnerischen Kraftwerke A.-G. veranschaulicht. Dabei trägt der Mast links in der Mastspitze das Erdseil und mittels kurzen Auslegern direkt am Mastschaft zwei Phasenleiter, während der dritte Leiter dieser Gruppe am Querrahmenträger abgefangen wird. Der Mast rechts trägt in drei Fachwerkauslegern die zweite Stromgruppe und ist in seiner Höhe mangels Erdseilaufnahme niedriger als der linksstehende. Im Unterteil der Fachwerkrahmenwirkung laufen die beiden Masten parallel und gehen erst über dem Querriegel des Rahmens konisch zur Mastspitze zusammen. Der rechte Mast ist dabei mit seiner niedrigeren Höhe durch Abschneiden des linken Mastes geschaffen. Schließlich ist auch eine Anordnung der sechs Leiter in verschobener Tannenbaumform möglich, wie Abb. 32 darstellt. Die Mastspitze trägt bei vorliegender Leitung kein Erdseil, sondern ist nur mit Blitzschutzstange ausgerüstet.

Sofern das Tragwerk mehr als sechs Leiter aufzunehmen hat, wird die Entwicklung des Leiterbildes abhängig von der getragenen Spannung der Phasenleiter. Die schon erwähnte Abb. 33 zeigt ein Tragwerk, das zur Aufnahme von 12 Leitern gleicher Spannungsführung einer 50-kV-Anlage dient. Das Tragwerk zeigt im Unterteil aufgelöste Bauart und trägt zwei Türmchen, die unmittelbar die einfachen Auslegerbügel zur Aufnahme von Stützisolatoren tragen. An Stelle des Blitzschutzseiles wird der Mast mit zwei Blitzschutzstangen ausgerüstet. Die Bauart ist für Spannfelder bis 200 m und getragene Spannung von ungefähr 50 kV anwendbar. Auch die Kupplung zweier Einzelmaste nach Abb. 31 ist möglich unter entsprechender Erhöhung der Turmaufsätze je nach Zahl der aufzunehmenden Leiter. Sind auf einem Tragwerk Leiter verschiedenen Spannungswertes aufzunehmen, so ist die höher gespannte Leitung stets oben am Tragwerk zu verlegen. Abb. 34 zeigt ein solches kombiniertes Leiterbild mit einer Gruppe Drehstrom und vier Gruppen Einphasenwechselstrom, wie es bei der 135/60-kV-Übertragungsleitung des bahneigenen Kraftwerkes Amsteg der S.B.B. angewandt wurde und wobei neben dem Speisestrom für das Bahnnetz noch eine Drehstromleitung für industrielle Verwertung aufzunehmen war. Die Ausbildung des Mastschaftes wird dabei ähnlich der in Abb. 33 dargestellten Bauart, nur sind die beiden Turmaufsätze oben zur Aufnahme der mit weiten Abständen versetzten Drehstromanlage und des Erdseiles durch eine Traverse verbunden. Ein Tragwerk entsprechender Art mit nur geringer Änderung der Form für die obere Traverse und fachwerkartiger Auflösung der Ausleger ist in der Veröffentlichung über Landschaftsschutz und Leitungsbau[1]) veranschaulicht. Bei der Bedeutung, die man aus konstruktiven und wirtschaftlichen Erwägungen dem geschlossenen Mast zumißt, werden aber auch häufig noch Anlagen mit 9 und 12 Phasenleitern mittels der normalen Ausleger im geschlossenen Mast untergebracht. Abb. 35 zeigt eine solche Anordnung, wobei die Mastspitze und der oberste Ausleger eine und die drei weiteren Ausleger auf jeder Seite des Mastschaftes je eine weitere Drehstromgruppe tragen. Das Erdseil ist hierbei von der Mastspitze auf die Höhe des zweituntersten Auslegers verschoben.

Während somit die Tragwerke normaler Höhe der freien Strecke einer Übertragungsleitung durch die Zahl der Leiter und deren Anordnung entscheidend beeinflußt werden, ist bei weitgespannten Flußkreuzungen die Masthöhe für die Formgebung des Tragwerkes maßgebend. Die Kreuzungsweise ist durch die freie Durchgangshöhe bestimmt, wie sie meist in den behördlichen Vorschriften für schiffbare Flüsse hinsichtlich der tiefsten Leiterlage bei größtem Durchhang gegeben ist. Zweck-

[1]) „Der Stahlbau" 1928, Heft 12.

Abb. 35.

Abb. 36.

Abb. 37.

Abb. 36 einer Kreuzung der Elbe durch eine 50-kV-Übertragungsleitung. Der Mastschaft mit verschieden ausgebildeter Strebenausfachung wird meist parabelförmig gegen die Basis verbreitert, um zu standsicheren Türmen zu kommen. Abb. 37 u. 38 zeigen solche Turmkonstruktionen, die im Unterteil aus einem dreigelenkbogenartigen Portal bestehen mit folgender rhombenförmiger Ausfachung. Für die Eckstiele dieser Maste wählt man möglichst einfache Winkel und sorgt durch Unterteilung der Strebenausfachung für kleine Knicklängen. Die in Abb. 37 veranschaulichte Ausführung der Firma Wolf Netter & Jacobi, Abt. Eisenbau Schiege, Leipzig, mit zwei Erdungsseilen und zwei Drehstromleitergruppen ist die Saalekreuzung bei Wispitz. Der höhere der beiden Türme von 50 m Höhe ist in seinem Ober- und Mittelstück gleich dem geschlossenen zweiten Mast von nur 40 m und wird im untern Teil durch besondere Portalrahmen auf seine volle Höhe ergänzt. Daß solche Türme zu bedeutenden Eisenbauwerken werden, zeigt die in Abb. 38 dargestellte Rheinkreuzung der Übertragungsleitung Rhina—Villingen mit zwei Drehstromgruppen, ausgeführt durch die Gutehoffnungshütte, Sterkrade. Solche Tragwerke sind reichlich mit Torsionsverbänden auszurüsten, deren Wichtigkeit die bei dem letztgenannten Turm getroffene Anordnung genieteter Verbände zeigt, während sonst alle Verbindungen geschraubt wurden. Bei bedeutenderen Höhen wird die einfache Eckwinkelausbildung nicht mehr möglich, und man muß zu kombinierten Querschnitten übergehen, wie dies in Abb. 39 der von der Firma Friedr. Krupp A.-G. in Essen ausgeführten Elbekreuzung bei Magdeburg durch eine mit neun Stromleitern ausgerüstete 50-kV-Übertragungsleitung mittels 80 m hoher Türme erkenntlich ist. Bei Wahl zusammengesetzter Eckwinkel kann dann die Wandausfachung weitmaschiger gehalten werden. Ein Tragwerk einfachster aber sehr gefälliger Ausführungsform veranschaulicht Abb. 40 in Gestalt einer Oderkreuzung durch eine niedergespannte Leitungsanlage, bei der der Spitzenzug verhältnismäßig gering ist und der Windeinfluß auf das Tragwerk damit entscheidende Bedeutung erhält. Eine bemerkenswerte Lösung zeigt die in Abb. 41 dargestellte durch die Firma Hilgers A.-G. in Rheinbrohl ausgeführte Übertragungsleitung in Holland, bei der das System im unteren Teil als Dreigelenkbogen mit nach oben steigenden Kragarmen anzusprechen ist, auf welchen ein in K-Form ausgefachter Mast-Oberteil aufgesetzt wurde. Solche Türme müssen für die Überwachung der Leiterbefestigung besteigbar gemacht werden, sei es durch einfache Steigeisen

Abb. 38.

Abb. 40.

Abb. 39.

Abb. 41.

Abb. 42.

Abb. 43.

mäßigerweise werden solche hohe Flußkreuzungstürme nicht gleich als Abspannpfeiler erstellt, sondern als reine Tragmaste entwickelt, wobei den nächstfolgenden Tragwerken normaler Höhe beider Seiten die Funktion der Abspannung zugewiesen wird. Eine solche Anordnung zeigt

Abb. 44.

oder durch Steigleitern mit Geländern wie in Abb. 39. Im Mastschaft sind Ruhepodeste einzuschalten und die Ausleger mit Laufstegen auszurüsten, um von der Mastschaftspitze zur Leiterbefestigung gelangen zu können.

Während die Überkreuzung von Hindernissen mit großen Spannfeldweiten in der Ebene zu hohen Kreuzungstragwerken führt, kann man im Gebirge zur Stützung von großen Spannweiten über Tobel und Schluchten im allgemeinen mit Tragwerken normaler Höhe auskommen, indem bei geschickter Wahl des die Spannweite begrenzenden Tragwerkes der Leiterdurchhang in die Schlucht einfallen kann. In solchen Fällen wird die Größe der Spannweite nurmehr eine Funktion des für die Leiter verwendeten Werkstoffes, indem die Festigkeit der beiden angrenzenden Tragwerke ohne Schwierigkeit und besondere Kosten erreicht wird. Dagegen bleibt solchen Weitspannfeldern die Bedingung des großen Leiterabstandes, so daß man im Gebirge zur Vermeidung großer Ausleger recht häufig auf die Einzelabspannung jedes Leiters auf eigenem Tragwerk greift. Solche Einzeltragwerke können nach Abb. 42 u. 43 zu besonderer Formgebung führen, wie es die durch die Firma Buss A.-G. in Basel ausgeführte Überwindung des Südabfalles der Gemmiwand der Berner Alpen durch eine 55-kV-Übertragungsleitung aus dem Wallis in das Berner Oberland zeigt: Einfache Abspannböcke in viereckiger Form, im Fels verankert, tragen an ihrer Spitze die beidseitigen Leiter mittels einfacher Abspannketten, wobei die Strombrücke durch Stützisolator über die Bockspitze geführt wird. Wie auch auf Einheitstragwerken die durch große Spannweiten bedingten weiten Leiterabstände, aufgenommen werden können, zeigt Abb. 44. Ein Portalrahmen von 18 m Weite und 21,8 m Höhe trägt zwei Drehstromgruppen, wobei beiderseits je zwei Leiter in dachförmig angesetzten vollwandigen Auslegern aufgehängt werden, während der dritte Leiter der Gruppe am oberen Knickpunkt des Rahmengebildes selbst seine Aufhängung erfährt. Der Aufbau über dem Portalrahmen trägt auf vertikalem Aufsatz das Erdungsseil.

In der dargelegten Mannigfaltigkeit der Mastsysteme wird stets eine klare konstruktive Anpassung an die statische Funktion des Tragwerkes angestrebt. In Türmen und Sondermasten können sich solche zu sehr bedeutenden Ingenieur-Bauwerken entwickeln.

Verschiedenes.

Die Wirtschaftlichkeit der Balkenbrücken mit über den Stützen herabgezogenem Untergurt. Die zurzeit in Rußland gültigen Bestimmungen für den Bau von Brücken sehen vor, daß über schiffbaren Flüssen der Untergurt im allgemeinen nur in den mittleren beiden Dritteln der Stützweite wagerecht liegen soll und an den Enden herabgezogen werden soll, um dadurch an Pfeilermauerwerk zu sparen. Diese Bestimmung führt für einfache Balken auf die Form der Abb. 1, für durchlaufende Balken auf die Form der Abb. 2. Ob bei einfachen Balken eine Ersparnis durch diese Form zu erzielen ist, erscheint zweifelhaft. Zur Klärung dieser Frage hat Prof. Patton in Kiew für eine eingleisige Eisenbahnbrücke eingehende Vergleichsrechnungen angestellt, und zwar wurden Entwürfe mit Stützweiten von 87,6 m, 105,24 und 176 m durchgerechnet mit geradem Untergurt und mit herabgezogenem Untergurt. Bei den beiden größeren

Abb. 1.

Abb. 2.

Stützweiten war mit Rücksicht auf die Standsicherheit gegen Kippen für die Entwürfe mit herabgezogenem Untergurt eine Vergrößerung der Brückenbreite erforderlich. Für diese beiden Stützweiten wurde dann auch die des Entwurfs mit geradem Untergurt sowohl für die an sich erforderliche Breite wie für diese vergrößerte Breite durchgerechnet, so daß acht Vergleichsentwürfe eingehend durchgearbeitet wurden.

Dabei wurde außer dem der lotrechten Lasten besonders sorgfältig der Einfluß der Windkräfte und Bremskräfte untersucht. Es ergaben sich die in der untenstehenden Zusammenstellung angegebenen Gewichte und Kosten der verschiedenen Entwürfe.

Da das Herabziehen des Untergurtes z. T. schwierigere Knotenpunkte zur Folge hat, wird sich vielleicht für diese Form noch ein höherer Einheitspreis, also ein noch etwas höherer Preis ergeben. Auf jeden Fall sind die Unterschiede unwesentlich. Bei zweigleisigen Brücken wird eine Verbreiterung aus Rücksicht auf den Winddruck entbehrlich, auch ist der Einfluß der Windkräfte kleiner, so daß sich bei diesen die trapezförmigen Untergurte wohl etwas günstiger zeigen werden.

Ganz anders liegen dagegen die Verhältnisse bei durchlaufenden Balken. Wo solche in Frage kommen, wird nicht nur die Zahl der Auflager im Vergleich zu einfachen Balkenträgern verringert und der Vorteil erreicht, daß die Pfeiler nur in der Mitte belastet werden, sondern es werden durch das Herabziehen des Untergurtes außer an Pfeilerkosten auch an Kosten für die Eisenkonstruktion gespart, da gerade an den Stellen des größten Momentes auch die größte Trägerhöhe zur Verfügung steht. Allerdings steht ja der Verwendung durchlaufender Träger oft das Bedenken entgegen, daß durch das unvermeidliche, aber in seiner Größe schwer abzuschätzende Setzen der Pfeiler übergroße Beanspruchungen in den Trägern entstehen.

Da nun besonders bei größeren Brücken ein sehr wesentlicher Teil der Belastung des Pfeilers aus der ruhenden Belastung besteht, wird der größte Teil dieser Pfeilersenkungen alsbald nach dem Absetzen der Brücke auf die Pfeiler auftreten. Schaltet man also zunächst über dem Pfeiler ein Gelenk ein, so kann die Brücke den Pfeilersenkungen vom Eigengewicht folgen, ohne daß dadurch Überbeanspruchungen hervorgerufen werden: die beiden Brückenhälften wirken als einfache Balken. Wird dann nachträglich, z. B. durch Vernietung eines zunächst als Blindstab eingesetzten Gurtstabes, die Gelenkwirkung aufgehoben, so sind die Beanspruchungen aus Verkehrslast genau die gleichen, wie bei einem von vornherein durchlaufend hergestellten Träger. Der Gesamtbedarf an Eisen in einem solchen „halbkontinuierlichen" Träger ist freilich größer als bei einem „vollkontinuierlichen" Träger, der auch für das Eigengewicht statisch unbestimmt ist.

Stützweite	87,6 m		105,24 m			176 m		
Breite	5,8	5,8	6,2	7,7	7,7	7,6	9,6	9,6
Untergurtform	gerade	herabgezogen	gerade	gerade	herabgezogen	gerade	gerade	herabgezogen
Gewicht der Hauptträger in t	144,2	157,2	197,6	195	217,5	669,6	645,2	678,2
Kosten der Hauptträger und Verbände . . . Rbl.	146 940	159 570	202 600	199 000	221 350	672 900	650 100	686 400
Kosten der Fahrbahn . . . „	44 860	44 860	58 500	65 100	65 100	117 100	131 400	131 400
Kosten der Pfeiler . . . „	125 800	112 660	151 590	158 420	132 430	233 620	250 060	219 830
Gesamtkosten . . . Rbl.	317 600	317 090	412 690	422 520	418 880	1 023 620	1 031 560	1 037 630
„ . . . %	100	99,84	100	102,38	101,50	100	100,79	101,44

Abb. 3.

Abb. 4.

Um ein Bild über den Eisenbedarf solcher Brücken zu gewinnen, hat Prof. Patton an der Technischen Hochschule in Kiew als Diplomarbeit durch zwei Studierende, die Herren Gai und Mindjuk, für die Stützweiten von 106,2 m und 177,1 m die theoretischen Gewichte ermitteln lassen

1. für zwei einfache Balkenträger,
2. für durchlaufende Träger mit Montagegelenk,
3. für voll durchlaufende Träger.

Einer Mitteilung von Herrn Prof. Patton und Ing. Gai in den Wissenschaftlich-Technischen Mitteilungen[1]) entnehmen wir mit freundlicher Erlaubnis der Verfasser die folgenden Angaben. Die untersuchten Träger von 106,2 m Stützweite hatten die Formen der Abb. 1 u. 2, die von 177,1 m die der Abb. 3 u. 4. Beides sind zweigleisige Eisenbahnbrücken; die Belastung entsprach der russischen Belastungsvorschrift von 1923 (Abb. 5). Bestimmt wurden die Stabkräfte aller Stäbe aus ruhender Last und Verkehr.

Abb. 5. Der russische Lastenzug von 1923.

Im Träger ohne Gelenk. — — — Im Träger mit Gelenk.

Abb. 6. Obergurtkräfte aus Eigengewicht.

Im Träger ohne Gelenk. — — — Im Träger mit Gelenk.

Abb. 7. Obergurtkräfte aus Eigengewicht und Verkehr.

In Abb. 6 sind die Stabkräfte der kleineren Brücke aus Eigengewicht für den Obergurt der durchlaufenden Träger mit und ohne Gelenk, in Abb. 7 die gesamten Obergurtkräfte der beiden Fälle dargestellt. Die folgende Zusammenstellung gibt die ermittelten Gewichte.

Theoretische Gewichte in t

Stützweite	177,1 m			106,2 m		
System	einfache Balkenträger	durchlaufende Träger mit Montagegelenk	durchlaufende Träger ohne Montagegelenk	einfache Balkenträger	durchlaufende Träger mit Montagegelenk	durchlaufende Träger ohne Montagegelenk
	Gewicht in t					
Obergurte	235,3	204,98	170,68	80,2	64,02	56,86
Untergurte	238,7	192,78	164,89	73,5	59,26	54,11
Diagonalen	161,5	221,18	235,82	50,9	76,50	80,93
Vertikalen	80,5	61,52	59,73	28,4	22,92	24,52
Gesamtgewicht in t	716	680,5	631,1	233	222,7	216,4
In % des Gewichtes der einfachen Träger	100	95	88,2	100	95,6	93
Ersparnis gegen die einfachen Träger in %	—	5	11,8	—	4,4	7

Während also in den Gurten die Stabkräfte durch die Einführung des Gelenkes größer werden, werden sie bei den Diagonalen dadurch herabgesetzt. Im ganzen ergibt sich, daß für die kleinere Spannweite der Mehraufwand an Eisen infolge der Einführung von Montagegelenken etwas kleiner ist (7 — 4,4 = 2,6 %) als bei großer Spannweite (11,6 — 5 = 6,8 %).
μ.

[1]) Monatsschrift der techn. Sektion d. wissenschaftl. Ges. in Charkow, März 1927.

Geschäftshausneubau der Firma Hermann Wronker in Hanau. An der Ecke Platz der Republik und Sternstraße in Hanau a. M. errichtet die Hermann Wronker A.-G. einen modernen Geschäftshausneubau, dessen Tragkonstruktion als Stahlskelett ausgeführt wurde. Da im Frankfurter Bezirk und in Süddeutschland bei Architekten und Bauherren noch vielfach die Ansicht besteht, daß Geschäfts- und insbesondere Kaufhäuser mit ihrer geringen Aussteifung durch Zwischenwände vorteilhaft nur in Eisenbeton ausgeführt werden können, möge im folgenden kurz auf die Ausführung eingegangen werden:

Abb. 1.

Das Gebäude hat bei rd. 36,5 m Länge eine Tiefe von rd. 21,7 m, die später um weitere 10,0 m auf rd. 32,0 m erweitert werden soll. Vorhanden sind Keller-, Erd- und drei Obergeschosse (Abb. 1). Die Decken bestehen aus Bimsbeton zwischen Trägern in etwa 1,0 m Abstand, haben Fußbodenbelag aus Linoleum und unter den Trägern Putz. Das Deckeneigengewicht einschließlich der Deckenträger stellt sich auf 360 kg/m², die Nutzlast ist mit 500 kg/m², die gesamte Dachlast mit 500 kg/m² angenommen einschließlich einer Nutzlast von 125 kg/m². Das Gebäude ist von der Sternstraße bis zum gegenüberliegenden Treppenhaus ohne

Abb. 2.

Abb. 1.

Aussteifungen durch Querwände geblieben, bildet also in jedem Stockwerk einen einzigen hohlen Raum mit Mittelstützen.

Das Stahltragwerk geht von Keller bis Dachgeschoß (Abb. 1) und besteht aus übereinandergestellten Zweigelenkrahmen von 21 m Stützweite mit Pendelzwischenstützen. Um an Höhe zu gewinnen, sind im Keller unter den Rahmen drei Zwischenstützen angeordnet. Die Rahmen stehen in Abständen von 8,70 m und sind durch Unterzüge zur Aufnahme der Deckenträger miteinander verbunden. Im Kellergeschoß sind in der Mitte zwischen den Rahmen Unterzüge eingeschaltet, die mit den Rahmenriegeln parallel laufen und auf fünf Stützen aufliegen. Zwischen diesen Unterzügen und den Rahmen liegen die Deckenträger. Das Mauerwerk der Fassaden und auch der Hofwand, die nach Ausführung der geplanten Erweiterung später wieder herausgenommen werden soll, wird von der Stahlkonstruktion getragen. Der Winddruck in Richtung der Rahmenriegel wird von den Rahmen aufgenommen und an die Fundamente im Keller abgegeben: Als Windbelastung ist angesetzt für das obere Geschoß 125, für die unteren Geschosse 100 kg/m². Rechtwinklig zu dieser Winddruckrichtung ist die Konstruktion durch das am Ende liegende Treppenhaus und durch die Außenwand-Unterzüge, die mit den Rahmenstielen biegungsfest verbunden sind, ausgesteift.

Die Rahmen — Stiele und Riegel — bestehen aus Peiner Breitflanschträgern und sind, soweit erforderlich, durch aufgenietete Lamellen verstärkt. Um die Rahmen-Zwischenstützen möglichst schlank zu halten, sind genietete Querschnitte verwendet worden.

In der Sternstraße liegen die Schaufenster des Erdgeschosses 1,0 m hinter der Bauflucht, so daß die oberen Geschosse um dieses Maß frei überstehen. Auf der Ecke ist im Erdgeschoß keine Stütze vorgesehen, um die hier rechtwinklig zusammenstoßenden Schaufenster vollständig frei zu haben, es kragt deshalb dort der obere Bauteil von dem ersten Rahmen aus um 4,0 bezw. 5,0 m frei vor. Um die ansehnliche Belastung dieser Ecke aufzunehmen, ist über dem Fußboden des ersten Obergeschosses ein Blechträger eingebaut, der durch den Stiel des ersten Rahmens hindurchgesteckt ist.

Die Aufstellung des Tragwerkes bot an sich keine Besonderheiten: An der Baustelle stand sehr wenig Platz zur Verfügung, auch waren alte Nachbargebäude, die zum Teil erst niedergelegt werden mußten, einem glatten Durcharbeiten hinderlich. Abb. 2 zeigt die Aufstellungsarbeiten kurz vor Vollendung des letzten Geschosses. Dicht an der Breitseite des Gebäudes läuft eine Straßenbahn, die später verlegt werden soll, deren Betrieb aber noch nicht gestört werden durfte, so daß diese Seite für den Aufbau der Konstruktion nicht in Frage kommen konnte. Die Anfuhr konnte nur durch die verhältnismäßig sehr schmale Sternstraße an der Schmalseite des Baues erfolgen. Rasches Entladen und — da auf der Straße nirgends gelagert werden konnte — auch rasches Hochschaffen war bei den Aufstellungsarbeiten unbedingt notwendig: Es wurde deshalb in der Sternstraße ein Turmdrehkran (Fabrikat Wolff-Heilbronn) aufgestellt, der die ihm zugedachten Entlade- und Förderarbeiten zur größten Zufriedenheit verrichtete und außerdem bei der Aufstellung des vorderen Teiles mit gutem Erfolg herangezogen werden konnte.

Rahmenecken und Stöße wurden abgenietet, die Anschlüsse der Unterzüge und Deckenträger verschraubt. Die Konstruktion wiegt einschließlich Vordach, Lichtreklame usw. rd. 360 t und wurde in etwa 26 Arbeitstagen aufgebaut, was in Anbetracht der sehr beengten Platzverhältnisse an der Baustelle als hochwertige Leistung bezeichnet werden muß. Die Ausführung in Eisenbeton wäre unter den obwaltenden Umständen vermutlich auf unüberwindbare Hindernisse gestoßen.

Außerdem waren für die Ausführung in Stahl die dabei möglichen geringen Abmessungen der einzelnen Bauglieder ausschlaggebend, insbesondere die Querschnitte der Rahmen und Decken-Unterzüge, die eine bedeutend bessere Raumausnutzung ermöglichten.

Die Aufstellung des Gesamtentwurfes und die Bauleitung lag in den Händen von Regierungs-Baumeister Fritz Nathan, Architekt B. D. A., in Frankfurt a. M.

Die Aufstellung des Entwurfes der Stahlkonstruktion sowie die Lieferung und Aufstellung derselben erfolgte durch die Firma Michael Lavis Söhne, Eisenbau, in Offenbach a. M.

Oberingenieur R. Moosbrucker, Offenbach.

Die Straßenbahnwagenhalle in Essen-Schonnebeck. Das in den nebenstehenden Abbildungen dargestellte Bauwerk ist — ebenso wie eine demnächst zu behandelnde Halle gleicher Zweckbestimmung in Bochum — von der Vereinigte Stahlwerke A.-G. in Dortmund für die Bochum-Gelsenkirchener Straßenbahn A.-G. in Essen im Frühjahr 1925 ausgeführt. Einzelheiten und Abmessungen dieser Ausführung sind allerdings nicht unerheblich von jener verschieden. Die Schonnebecker Halle hat eine Länge von 89 m und eine Breite von 24 m, die überdeckte Fläche beträgt somit insgesamt 2070 m². Abb. 1 zeigt einen Längsschnitt durch die Mitte der neuen Halle, Abb. 2 die neue — an die bestehende angebaute — Halle. Wie aus ihr hervorgeht, sind die Binder als Bogen

Abb. 2.

Abb. 3.

mit Zugband ausgebildet (Abb. 3), ihre Stützweite beträgt 23,50 m, der Binderabstand 5,13 m. Die Dacheindeckung besteht wie bei der Bochumer Halle aus Stegzementdielen, für die Belichtung dienen Raupenoberlichter, die in jedem zweiten Feld auf 16 m Länge quer über das Dach laufen, Abb. 3 zeigt die Ausbildung der für die Reinigung und Unterführung der Wagen dienenden Revisionsgruben.

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beträgt 138 t.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

Ende des Jahrgangs 1928.

150,-